THESE DE DOCTEUR INGENIEUR

PRESENTEE

A L'UNIVERSITE PIERRE ET MARIE CURIE

PARIS VI

par

Alaa Mahmoud HUSSEIN

pour obtenir le titre de

DOCTEUR-INGENIEUR

Sujet de la thèse :

LA DURABILITE DES BETONS LEGERS DE STRUCTURES

Soutenue le 1er février 1985
devant le jury composé de :

M. R. SIESTRUNCK	Président
M. A. ABSI	Examinateurs
M. M. MAMILLAN	
M. G. COQUILLAT	

REMERCIEMENTS

Je tiens à exprimer mes respectueux remerciements à Monsieur R. SIESTRUNCK, Professeur à l'Université Pierre et Marie CURIE, PARIS VI, qui a bien voulu me permettre d'effectuer cette recherche sous sa direction ainsi que pour son aimable accueil dans cette Université et pour bien vouloir accepter de présider ce jury.

J'adresse mes sincères remerciements à Monsieur ABSI, Directeur Général Scientifique du C.E.B.T.P., qui a rendu possible l'élaboration de cette thèse en m'acceptant en tant que stagiaire au C.E.B.T.P, et pour avoir accepté de participer au jury de celle-ci.

J'exprime ma profonde gratitude à Monsieur MAMILLAN, Chef du Service d'Etude des Matériaux du C.E.B.T.P., qui m'a fait l'honneur de m'accueillir dans son Service et dont les orientations et les encouragements constants m'ont soutenu tout au long de mon étude.

Je témoigne tout particulièrement ma reconnaissance à Monsieur COQUILLAT, Responsable de l'Unité Technologie des Bétons au C.E.B.T.P. qui a bien voulu assurer la supervision directe de cette thèse, pour les renseignements et les conseils pertinents qu'il m'a constamment donnés et qui m'ont été très profitables. Qu'il trouve ici l'expression de ma très vive sympathie.

J'exprime mes remerciements également à Mesdames DIGONNAUX, MOULIN, Melle DUVERNE et à tous les membres de la bibliothèque de l'UTI pour les services aimablement rendus malgré les dérangements que je leur ai causé ainsi qu'à Mademoiselle VALLOT qui a assuré la dactylographie et la présentation du texte.

Mes remerciements s'adressent également à tout le personnel du service des matériaux ainsi qu'à mes camarades ingénieurs-stagiaires pour la chaleureuse ambiance dont ils m'ont entourée.

RESUME

Le comportement des bétons légers de structure dépend, comme pour les bétons traditionnels, d'abord des conditions ambiantes mais également des propriétés du béton et principalement des bétons de surface.

Les expérimentations ont eu pour but de mettre en évidence l'influence de divers paramètres sur la durabilité des bétons. Elles ont été réalisées sur soixante douze cas différents par essais de gel-dégel. L'étude a permi de hiérarchiser divers facteurs (ambiance de conservation, dosage en ciment, en eau, nature des granulats...).

Dans le cas des bétons légers, les parements dont on a montré qu'ils ont une composition réelle en mortier nettement plus importante que les bétons de coeur ont un comportement favorable vis à vis de la durabilité contrairement au béton traditionnel dont le parement est la zone la moins performante et dont la fonction de protection des armatures est limitée.

MOTS CLES :

DURABILITE - BETON LEGER - BETON TRADITIONNEL - PAREMENT - SEGREGATION CARACTERISTIQUES PHYSIQUES - CARACTERISTIQUES MECANIQUES - EXPERIMENTATION

SOMMAIRE

Pages

Pages

Pages

Pages

Pages

Pages

NOTATIONS

a : teneur en air

a_{CR} : teneur en air critique

B : coefficient de perméabilité

C : teneur en ciment

C : coefficient d'absorption capillaire

D_{CR} : épaisseur critique

D : profondeur de détérioration

E_d : module d'élasticité dynamique

E_o : module d'élasticité dynamique d'origine

E_n : module d'élasticité dynamique après n cycles de gel-dégel

E_a : module d'élasticité du granulat

E_p : module d'élasticité de la pâte

$\bar{E}_c$: eau congelable lorsque la saturation est complète

E_c : eau congelable à une certaine température

E_e : eau évaporable

E_{cb} : eau congelable à plus basse température

E_{nc} : eau non congelable à une certaine température

E_i : teneur en eau congelable

E_{io} : teneur en eau congelable

f : fréquence fondamentale de résonance longitudinale

f_o : fréquence fondamentale de résonance longitudinale d'origine

f_n : fréquence fondamentale longitudinale après n cycles de gel-dégel

$f_{(P)}$: fonction de la teneur en pâte

F_n : résistance au gel

F : charge maximale

G : poids

G_o : poids original

g : accélération de la pesanteur

g_o : accélération de la pesanteur originale

$g_{(1-P)}$ fonction de la teneur en pâte

H	: chute de pression
h	: hauteur
h_o	: hauteur d'origine
h_n	: hauteur après n cycles
K	: fraction d'eau non congelée lorsque S = 1,0
$\bar{L}$	: facteur d'espacement
$\bar{L}_{crit}$	: facteur d'espacement critique
L	: longueur du parcours
l	: longueur
M	: nombre de cycles à la fin des essais
M	: moment
m	: résistance à la pénétration de l'eau
N	: nombre de cycles de gel dégel
P_m	: pourcentage du module d'élasticité de l'origine
P_p	: teneur en pâte (en volume)
P, P_e, P_i, P_{ef}	: porosité en général
P	: pression
P_n	: quantité de pores
Q_{Ee}	: poids d'eau évaporable
Q_{sec}	: poids des matériaux secs
q_e	: taux d'absorption de l'eau
R	: résistance statique de la fatigue
R_n	: résistance après n cycles de la fatigue
R_{cr}	: rayon critique
S_s	: surface de section
S, S_C, S_e	: degré de saturation
S_{ACT}	: degré actuel de saturation
S_{CR}	: degré critique de saturation
t_e	: teneur en eau
t_c	: teneur en ciment
t_g	: teneur en gravier
t_s	: teneur en sable

T, t : temps

U, U_{ACT}, U_{CR} : pourcentage d'humidité

U_f : flèche

V_e : vitesse d'écoulement

V . V_L : vitesse du son

V_{oL} : vitesse du son d'origine

V_c : vitesse de propagation dans le béton seul

V_s : vitesse de propagation dans l'acier

V_a : volume d'air

V_E : volume d'eau

V_v : volume des vides

V_{pr} : volume protégé

Z : profondeur de pénétration

Z : champ proche du transducteur

α : surface spécifique des pores remplis d'air

α : constante d'amortissement de l'impulsion ultra sonore

α_o : surface spécifique des pores remplis d'air à l'origine

α_{CR} : surface spécifique critique des pores remplis d'air

β : exponent

ρ : poids volumique

γ : densité

λ : longueur d'onde utilisée

ε : déformation

ε_{BR} : déformation de la rupture

ϑ : coefficient de Poisson

ϑ_a : coefficient de Poisson du granulat

ϑ_p : coefficient de Poisson de la pâte

σ_B : contrainte de rupture

σ_C : résistance à la compression

σ_{cr} : résistance à la compression relative

σ_f : résistance à la flexion

σ_t : résistance à la traction

σ_{fo} : résistance à la flexion à l'origine

$\sigma_{L,G}$: tension superficielle, liquide (L), gaz (G)

ϑ : température

θ_h : angle de contact d'humidité.

INTRODUCTION

INTRODUCTION

Le béton de structure, à base de granulats légers, devient un matériau usuel dans la construction moderne.

Ses applications sont nombreuses et variées :

- ossatures et planchers de bâtiment
- ponts
- éléments préfabriqués ou précontraints de toutes sortes.

etc...

Lorsque le béton de structure, à base de granulats légers est apparu sur le marché, les laboratoires de recherches technologiques se sont attachés en priorité, à obtenir le maximum d'information sur ses propriétés, et, en particulier, sur les évolutions des propriétés physiques et mécaniques de ce béton. Après cette première étape, indispensable, il semble que c'est le problème de le durabilité qui doit être étudié.

Les nombreuses études existantes sur le béton normal définissent souvent comme critère de résistance aux intempéries d'un béton, son comportement sous l'effet des cycles de gel-dégel. La même démarche, peut, à priori, être retenu pour étudier les durabilités des bétons légers de structure.

Très peu de recherches ont été effectué sur le thème de la durabilité du béton léger de structure, et il est donc, opportun, de mieux connaître le comportement de ce béton sur l'effet des cycles gel-dégel.

Par ailleurs, la durabilité des bétons est principalement liée à la qualité des couches superficielles beaucoup plus que celles de l'ensemble du béton.

Cette étude aborde les points suivants :

1. Etude bibliographique faisant le point des connaissances actuelles sur l'effet des cycles gel-dégel sur les hypothèses des modes d'action et des influences sur les propriétés des bétons, les différentes méthodes employées pour détecter ce phénomène, la relation entre la structure du béton durci et sa résistance au gel.

2. Examen des méthodes d'auscultation par essais non destructifs employées pour examiner l'état du béton pendant son évolution et selon les cycles gel-dégel. L'influence des conditions expérimentales sur la valeur de la vitesse de propagation du son et de la fréquence de résonance longitudinale est aussi examinée en relations avec les caractéristiques mécaniques du béton.

3. Une phase expérimentale dont le premier objet est de mettre en évidence la différence sensible de constitution de la couche périphérique des bétons (légers et traditionnels) par rapport au coeur du béton (ou entre les armatures). Ce point est appréhendé par des analyses de bétons frais et par détermination des caractéristiques physiques (porosité, absorption capillaire, masse volumique apparente), après durcissement, réalisée sur des échantillons prélevés en surface ou en coeur.

4. La deuxième étape expérimentale aborde l'étude de l'évolution des différents bétons et leur comportement. Les caractéristiques étudiées sont la vitesse du son, le module d'élasticité dynamique, les masses volumiques, la porosité, l'absorption capillaire, la résistance en compression et traction.

Les paramètres étudiés sont :

- le dosage en ciment
- la consistance du béton frais
- l'épaisseur de recouvrement
- l'ambiance de conservation
- la nature du béton (léger ou traditionnel)

Globalement, il y a donc 72 cas différents qui sont étudiés sur des éprouvettes prismatiques 14 x 14 x 56 cm.

)

5. L'étude de la durabilité des bétons aux cycles du gel dans l'air (6 heures) et de dégel dans l'eau (6 heures) s' effectue sur des bétons (traditionnel et léger) âgés de 28 jours, par des mesures de l'évolution des fréquences fondamentales de résonance, des modules d'élasticité dynamique, des masses volumiques lors des cycles et, par l'influence des autres caractéristiques du béton (porosité, absorption d'eau, résistance à la traction). Une comparaison de la durabilité du béton de la couche de surface par rapport au coeur et également entre les deux types de béton (léger et traditionnel) est effectuée pour mettre en évidence l'influence de la ségrégation et la nature minéralogique des granulats sur la durabilité du béton.

C H A P I T R E I

BETON LEGER : CARACTERISTIQUES, HISTORIQUES et DEFINITIONS

1.1. DEFINITIONS

Il est important de bien définir, dès le départ, la notion de béton léger.

La Commission RILEM des bétons légers (LC5) a proposé de définir les bétons légers comme étant des bétons dont la masse volumique apparente sèche est inférieure à 1800 kg/m3 (1). A titre de comparaison, rappelons que celle des bétons normaux se situe entre 2200 et 2500 kg/m3. Cependant, d'autres auteurs adoptent une définition un peu différente ; CORMON (2) appelle béton léger, un béton dont la masse volumique apparente à 28 jours, dans des conditions normales de conservation (température de 20°C et 65 % d'humidité relative), est inférieure à 1800 kg/m3. De même, The American Concrete Institute (3) limite la masse volumique des bétons légers à 1800 kg/m3 après séchage à l'air pendant 28 jours. Par contre, SHORT et KINNIBURG (4) considèrent que la masse volumique apparente sèche d'un béton léger doit être inférieure à 1775 kg/m3 (115 lb/ft^3). Enfin, en ALLEMAGNE Fédérale, la Norme DIN 1042, parue en 1972, limite la masse volumique apparente d'un béton léger à 2000 kg/m3 (5). En fait, la plupart des bétons légers ont une densité comprise entre 400 et 1800 kg/m3 selon leur fabrication et leur emploi.

1.2. CLASSIFICATIONS

Il existe un grand nombre de types de bétons légers et il est donc possible de faire plusieurs classifications suivant des caractéristiques différentes. Pourtant, il existe deux classifications très courantes qui sont basées sur la fabrication et sur l'utilisation des bétons légers et qui sont les plus significatives.

1.2.1. Classification des bétons légers en fonction du mode de fabrication (6)

La méthode employée pour obtenir des vides dans le béton permet de classer les bétons légers en trois catégories.

A) Les bétons de granulats légers :

On réalise des bétons pleins classiques avec des granulats légers naturels (pouzzolane, ponce, vermiculite, perlite, etc...) ou artificiels (argile expansé, schiste expansé, laitier expansé, billes de verre expansé, cendres volantes frittées) .

Ces granulats étant plus légers que les granulats traditionnels, permettent d'obtenir des bétons de densités inférieures.

B) Les bétons caverneux :

En général, ils sont formés de gros granulats qui sont collés entre eux par de la pâte de ciment. En fait, il s'agit de bétons dont on a supprimé la plus grande partie des fines contenues dans le béton, c'est à dire, le sable et une partie du ciment. Les vides sont donc importants et représentent de 30 à 40 % du volume. Les densités obtenues varient de 1,4 à 1,8 t/m3. Elles sont donc limitées inférieurement, à moins d'utiliser des granulats légers permettant d'atteindre des densités de l'ordre de l'unité.

On les désigne, parfois, sous le nom de béton à texture ouverte ou alvéolée ou encore, béton sans sable ou sans fine si l'on adopte la terminologie anglaise (no fine concrete).

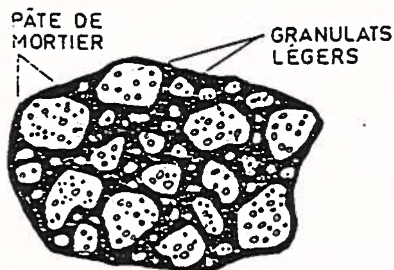
C) Les bétons cellulaires :

C'est en fait des mortiers, ils sont formés de pâte pure oū de mortier fin et de bulles gazeuses introduites dans la pâte, soit par réaction chimique (béton gaz) soit par réaction physique au cours du malaxage (béton mousse).

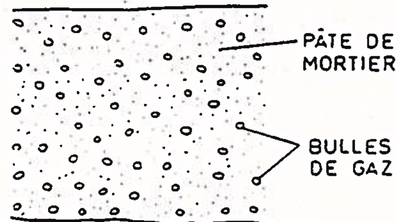
- Les bétons gaz : constitués d'une pâte pure ou d'un mortier et d'un agent générateur de bulles. Il s'agit, alors, de produits pouvant réagir entre eux en petite quantité ou avec certains constituants des ciments (Alcalis, chaux). Il existe un grand nombre de procédés. Le plus connu, consiste à ajouter de la poudre d'aluminium provoquant un dégagement de bulles d'hydrogène dans la masse. Ces bétons peuvent durcir normalement à l'air ou subir un traitement accéléré (étuvage) ou particulier , créant des composés hydratés nouveaux (autoclavage).

)

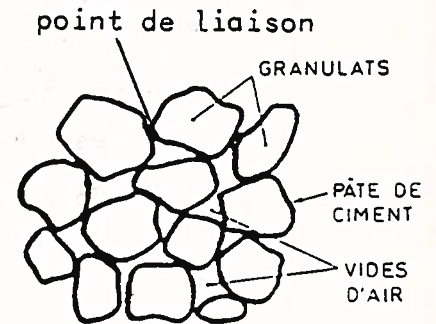
- Les bétons mousses : obtenus par incorporation d'une mousse préparée séparément suivant les quantiés de mousse ajoutées, les densités varient de 0,40 à 1 t/m3.



– Coupe d'un béton plein léger.



— Coupe d'un béton cellulaire.



— Coupe d'un béton caverneux.

FIGURE 1.1 - COUPE POUR DIFFERENTS BETONS

1.2.2. Classification des bétons légers en fonction de leur utilisation (2)

Cette classification définie généralement trois catégories. :

A) Les bétons légers d'isolation ou de remplissage :

Ces bétons sont de faible densité (300< masse volumique apparente < 1000 kg/m3) et ne sont pas porteurs. Ils sont en général, de bons isolants thermiques (le coefficient de conductivité thermique exprimé en W/m.° C est inférieur à 0,25). Leur constitution est d'ailleurs, souvent caverneuse ou cellulaire. Leur résistance à la compression est inférieure à 0,35 MPa. On les utilise principalement, pour le remplissage de murs non porteurs ou de planchers, pour la fabrication de forme de pente, de toiture-terrasses et d'éléments manufacturés (parpaings, hourdis).

B) Les bétons légers porteurs et isolants :

Ce sont généralement des bétons pleins de granulats légers. Ces bétons ont une densité moyenne variant de 1000 à 1500 kg/m3 environ. Leur qualités isolantes sont inférieures à celles des bétons précédents, mais ils présentent des résistances à la compression nettement supérieures. Les résistances sont supérieures à 3,5 MPa et le coefficient de conductivité thermique est inférieur à 0,65. On les utilise principalement, pour la fabrication de pièces préfabriquées (panneaux, allèges...) ou de béton banché.

C) Les bétons légers de structure :

Ils sont destinés aux constructions en béton armé et en béton précontraint (poutre, poteaux, dalles). Leurs densités varient de 1 400 à 1 800 kg/m3. Leur isolation thermique est modeste bien que nettement supérieure à celles des bétons normaux mais leurs résistances mécaniques sont importantes et peuvent être identiques à celles des bétons pleins normaux. Ils ont une résistance à la compression supérieure à 15 MPa.

La dernière classe couvre des bétons de caractéristiques très étendues, qui impliquent la création de sous-classes, par exemple :

- bétons pour structures en béton armé, de type courant, avec des résistances comprises entre 15 et 30 MPa.
- bétons pour structures en béton armé, de type exceptionnel, avec des résistances comprises entre 30 et 40 MPa.
- bétons pour structures en béton précontraint où les résistances dépasseraient 40 MPa.

1.3. HISTORIQUE :

Un des bétons légers les plus anciennement connus et dont les qualités sont les plus appréciées est le "BIMSBETON", c'est à dire, le béton ponce dont la production est considérable en ALLEMAGNE. Or ce béton a été fabriqué, à l'origine pour mettre en valeur d'importants gisements de sable ponceux alors que précédemment on n'exploitait les carrières que pour l'extraction des blocs qui, depuis la plus haute antiquité, ont été utilisés en RHENANIE, pour la construction d'ouvrages importants. Il semble bien que se soit les propriétés du "BIMSBETON" qui aient provoqué le développement immense de la recherche de granulats légers naturels de toutes sortes dans de nombreux pays. Ce développement est devenu si important aux U.S.A. que les gisements naturels de granulats légers ont rapidement été insuffisants pour satisfaire la demande. C'est alors que la fabrication des granulats légers artificiels s'est développée, parallèlement à l'exploitation des granulats légers naturels. Ce fut l'Américain S.J. HAYDE qui, en 1917, a défini, de façon scientifique l'expansion de l'argile, et qui a été le premier à exploiter ce phénomène en fabriquant, l'année suivante les premiers granulats produits

en four rotatif, et connus sous le nom de HAYDITE. La véritable production commerciale ne débuta en fait, que vers 1928. Depuis, les usines se sont multipliées un peu partout dans le monde.

Par ailleurs, le béton cellulaire résulte des progrès dans le domaine de la chimie. Le plus ancien connu semble avoir été pris en 1889 par un habitant de PRAGUE dénommé HOFFMAN . Ce brevet consistait à créer des pores dans une pâte de ciment grâce au dégagement de gaz produit lors de réaction de l'acide chlorydrique sur la bicarbonate de soude. Il s'agissait donc, d'un béton gaz. C'est en 1919 seulement que fut pris par GROSCHE à BERLIN, le premier brevet comportant l'emploi de poudres métalliques pour les dégagements de gaz. Mais, c'est à partir d'un brevet suédois, déposé en 1923 par ERICKSON que ces matériaux ont commencé réellement à apparaître sur le marché. Le traitement à l'autoclave fut mis au point en 1929, également par ERICKSON et utilisé commercialement en 1932.

Contrairement aux bétons gaz, les bétons mousses n'ont fait leur apparition qu'en fonction des progrès dans le domaine de la chimie organique. Le principe consiste, en effet, à incorporer à la pâte de ciment un produit moussant (un tensio-actif) et l'on sait que presque tous ces produits sont des produits organiques. C'est pourquoi, le premier brevet n'a été mis en application qu'en 1925 par le suédois E. Chr. BAYE. Depuis cette date, il semble bien que tous les produits moussants possible aient été essayés avec plus ou moins de succés, et comme chacun d'eux a donné lieu au dépôt d'un brevet particulier, le nombre de brevets de béton mousses paraît être plus important que celui des brevets relatifs aux bétons gaz.

1.4. PRINCIPAUX AVANTAGES ET INCONVENIENTS

Les principaux avantages présentés par l'utilisation du béton léger sont les suivants :

1. La légereté : c'est la caractéristique essentielle du béton léger qui assure une économie non négligeable sur les structures et les fondations, une réduction du coût des transports, des manutentions et les coffrages.

2. L'isolation thermique : le béton léger de granulats légers attire l'attention sur cette caractéristique, surtout compte tenu des obligations actuelles d'économie d'énergie.

a) Simplification des éléments de construction (on n'a plus besoin de murs sandwichs dans certains cas).
b) économies de chauffage soit sur le matériel, soit sur la consommation d'énergie.

3. Eléments préfabriqués de plus grandes dimensions et possibilité d'immeubles de plus grandes hauteurs.

La réduction du poids propre constitue le principal avantage économique d'utilisation de béton légers de structure.

A section de béton identique cette réduction de poids est proportionnelle à la différence des masses volumiques de calcul :

$$k = \frac{\gamma \text{ béton normal} - \gamma \text{ béton léger}}{\gamma \text{ béton normal}} \simeq 0{,}28 \text{ si } \gamma \text{ béton léger} = 1800 \text{ kg/m3}$$

Si P est le poids propre d'un élément en béton normal, en béton léger, ce poids devient $P(1 - k)$.

Si l'on appelle Q la surcharge qui est appliquée à cet élément, la réduction de charge totale obtenue en utilisant du béton léger peut s'exprimée par

$$\frac{P + Q - [P(1 - K) + Q]}{P + Q} = \frac{P}{P + Q} \cdot k$$

Il apparaît que le pourcentage de réduction de charge totale est d'autant plus important que le rapport du poids propre à la charge totale est élevé.

Donc, de ce point de vue, le recours au béton léger est particulièrement avantageux dans les éléments structuraux où le poids propre du béton est important vis à vis des surcharges permanentes et d'utilisation ($\frac{P}{P + Q}$ élevé) et plus généralement, dans tous les ouvrages où la réduction du poids propre du béton constitue un avantage déterminant (influence du facteur k). Citons parmi ce cas, les structures ou éléments de structures de grandes portées pour lesquels le rapport du poids propre à la charge totale d'utilisation est impor-

tant ; ceci est particulièrement mis en application pour les grands ouvrages d'art. Les bâtiments élevés, pour lesquels l'utilisation de béton léger permet de réduire le nombre ou la section des éléments de descentes des charges verticales (colonnes, murs, fondations...) est un autre cas très intéressant.

4. Résistance au feu

La résistance au feu des bétons légers de structure est meilleure que celle des bétons normaux grâce à leur faible conductivité thermique et à leur plus faible coefficient de dilatation.

Il faut, toutefois, remarquer qu'étant donné les caractéristiques d'absorption d'eau des granulats légers, avant et pendant le malaxage, l'action du feu provoque certains éclatements superficiels dans les éléments en béton léger (sous l'effet de gradients d'humidité) s'ils n'ont pas atteint l'état d'équilibre relatif où cette teneur en eau n'évolue pratiquement plus, ce qui peut exiger plus de temps que pour les bétons de granulats traditionnels (3 à 6 mois, voire un an) selon la nature de l'éventuel enduit.

5. Absorption de choc (7)

Par ailleurs , une nouvelle utilisation pour le béton léger et en particulier, le béton cellulaire a été relaté par HOFF. C'est une énergie la plus absorbée et pour la reflection d'onde de choc que pour l'atténuation des murs soufflés. Ces objectifs sont, à priori, d'application militaire car ce matériau peut être utilisé pour protéger les munitions explosives ainsi que pour minimiser les dommages résultant d'explosions.

Les utilisations possibles non militaires sont :

- énergie absorption des obstacles de l'autoroute
- murs industriels de sécurité
- protection des fondations de réacteur contre les mouvements du sol occasionné par les tremblements de terre
- remblais pour la distribution des charges aux tunnels et pipelines.

A côté de leurs avantages, les bétons légers présentent, également certains inconvénient (2).

Il s'agit, principalement, des problèmes posés par la déformabilité plus grande des bétons légers, par rapport à celle du béton traditionnel.

La résistance du béton léger à la traction et aux efforts de cisaillement ainsi que le module d'élasticité sont plus faible. En revanche, le fluage et le retrait sont généralement plus élevés. On est donc obligé de prendre certaines précautions dans les calculs (pièces plus épaisses pour compenser les flèches par exemple).

- la déformabilité plus élevée des bétons légers doit être prise en compte également lors du calcul des pertes de précontrainte et particulièrement pour ce qui concerne les pertes instantanées à la mise sous tension.
  Cependant, les déformabilités importantes permettent une fissuration moindre, ce qui relativise cet inconvénient.

- le prix plus élevé du béton léger par rapport à celui des bétons normaux.

- les difficultés technologiques des bétonniers à cause de l'absorption d'eau des granulats légers.

- des règles de constructions peu développées.

CHAPITRE II

ETUDE DE LA DURABILITE DES BETONS

II. ETUDE DE LA DURABILITE DES BETONS

II.1. Introduction

Un développement des utilisations du béton en milieu marin semble se concrétiser, en particulier dans le cadre de l'exploitation des ressources océaniques, notamment, pour assurer les approvisionnements en énergie. Pour les plate-formes flottantes mobiles destinées à être remorquées sur plusieurs sites consécutivement, afin d'assurer diverses fonctions pétrolières, autant que pour les projets de structures flottantes massives ancrées qui naissent actuellement pour exploiter l'énergie thermique des mers, il est important de réduire, au maximum, les poids des ancrages, d'où l'idée de mettre au point des systèmes basés sur l'utilisation du béton de granulats légers de haute résistance. La possibilité de produire et de mettre en oeuvre du béton léger de structure, a été maintes fois démontrée, notamment au sein de l'ARBEM (8) et les propriétés mécaniques de tels bétons sont maintenant bien connues.

Une propriété essentielle pour envisager concrètement l'utilisation des bétons, notamment légers, en ambiance fortement agressive comme c'est le cas des zones de marnages, est la durabilité des bétons. Il est, en effet, aussi important de concevoir des ouvrages durables que solides.

Cette étude vise à améliorer les connaissances sur la durabilité des bétons légers, comparativement à celles des bétons traditionnels, et arborde également l'étude des évolutions des caractéristiques influençant la résistance à l'altération du matériau béton.

Les recherches sur la durabilité des matériaux, afin d'accélérer les évolutions des phénomènes sont généralement basées sur les suivis de la tenue au gel. En effet, pour certains matériaux tels que les pierres naturelles de construction, la relation tenue au gel- tenue dans le temps est directe et il est logique de suivre le même raisonnement pour les bétons.

II.2. Bibliographie

Très peu d'auteurs se sont attachés à étudier spécialement la durabilité des bétons légers de structure.

Une première recherche sur la résistance au gel-dégel des bétons de structure en granulat léger a été réalisée en 1961 par KLIEGER et HANSON (9) . Différents bétons constitués avec neuf granulats légers fabriqués par divers procédés furent testés. Les performances mécaniques de ces bétons variaient de 20 à 31 MPa selon les cas, et en fonction de l'emploi d'un entraînement d'air. Les résultats furent comparés avec ceux obtenus sur un béton normal, de référence, d'un niveau de performance comparable. Après une période de conservation de 14 jours en eau (23°C) suivie de 14 jours en air sec (23°C - 50 % H.R.) puis d'une immersion de 3 jours dans l'eau, les éprouvettes de béton furent soumises à un essai gel-dégel rapide dans l'eau. Plusieurs conditions expérimentales et spéciales furent également retenues faible teneur en ciment, pas d'entraînement d'air et courte période de séchage. Les auteurs n'obtiennent aucune conclusion négative puisque les gonflements des bétons confectionnés avec divers granulats légers n'apparaissent pas plus importants que pour des bétons normaux. Une excellente durabilité, c'est à dire une faible perte de matière , une dilatation réduite et pratiquement aucune diminution notable du module d'élasticité dynamique (E_d) est démontrée après 300 cycles de gel-dégel.

PFEIFER (10) poursuivit l'étude de durabilité du béton léger et étudia particulièrement l'influence de la substitution d'une partie des éléments légers fins par du sable naturel comme cela est recommandé pour réaliser des bétons de structure. Ces études furent réalisées grâce à l'appui d'un Institut Américain (The expansed shale clay and salt institute) qui parraina trois vastes séries d'essais de gel-dégel à l'Université de TOLEDE. Dans la première série, huit granulats légers et un granulat normal, de référence, furent testés en faisant varier les teneurs en sable naturel et en eau

interne dans les granulats légers lors d'essais de gel-dégel dans l'eau. Les compositions des bétons furent élaborées en accord avec la pratique usuelle, béton plastique (affaissement de 10 cm) et dosage en ciment de 360 kg/m3 pour tous les mélanges. Les résultats obtenus démontrent que les bétons légers de structure se comportent de manière satisfaisante pendant au moins 300 cycles de gel-dégel dans l'eau et ce, pour tous les dosages en sable naturel.

Les principales conclusions sont en effet :

- Les bétons légers de structure qui incluent un entraînement d'air et un liant de haute qualité ont une durabilité satisfaisante quand ils sont soumis à des essais de gel-dégel en laboratoire.

- Le gel et le dégel agissent comme une succession de chargements et de déchargements de la structure interne du béton. La durée des cycles de gel-dégel ainsi que le nombre de ces cycles ont une importance considérable pour la durabilité du béton.

- Les matériaux constitutifs du béton ont une importance aussi nette que les proportions de ces matériaux. En outre, la durée de la cure préalable du béton avant qu'il soit soumis aux cycles gel-dégel joue un rôle considérable.

- La quantité et la nature des vides inclus dans le béton est un paramètre majeur pour la durabilité du béton.

La quantité d'eau de gâchage est un facteur de durabilité essentiel. Par ailleurs, comme le montre la figure 2.1 l'effet du gel et du dégel du béton dans l'eau de mer est beaucoup plus sévère que pour le béton conservé en eau douce.

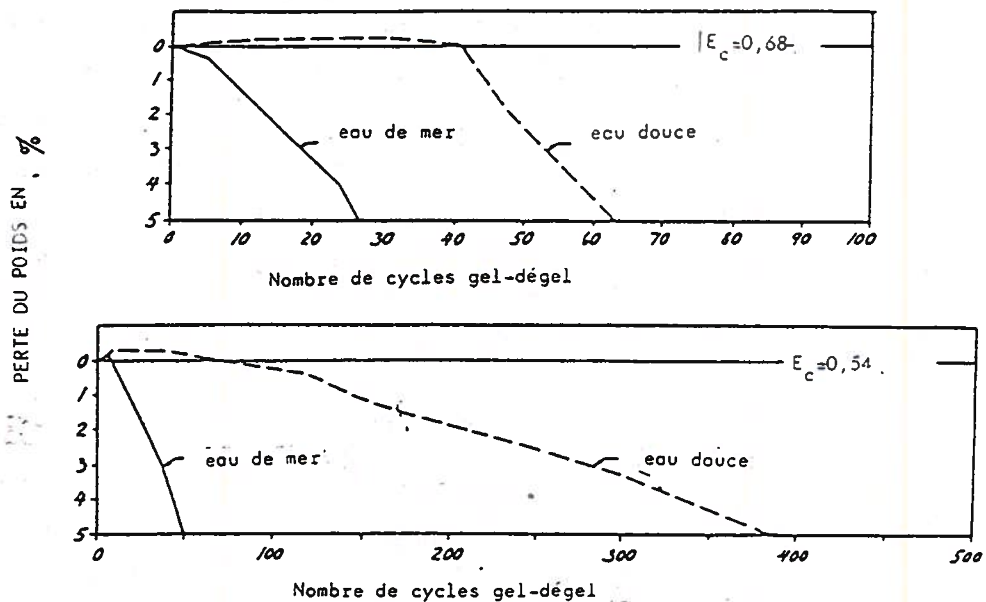


FIGURE 2.1. - L'EFFET DU GEL-DEGEL DE L'EAU DE MER ET DOUCE SUR LA DURABILITE DU BETON (11)

II.3. L'action du gel

Quand la température du béton durci et saturé s'abaisse l'eau contenue dans les pores capillaires gèle comme dans les capillaires des pierres, avec expansion. Si des gels et des dégels consécutifs se succèdent avec des alternances d'expansion et de rétrécissement, ces cycles du gel-dégel ont un effet cumulatif qui présente certaines analogies avec l'effet de fatigue (12). L'action a, essentiellement lieu dans la pâte de ciment car les cavités qui peuvent exister dans le béton consécutivement à un compactage insuffisant , par exemple sont généralement remplis d'air et, pa conséquent, ne sont pas nocives vis à vis de l'action du gel[13].

Le processus de gel est évolutif, à cause, d'une part, des vitesses de transfert de chaleur à travers le béton, d'autre part, par l'augmentation progressive des alcalis dans l'eau non encore gelée, et également à cause du point de congelation variable suivant la grandeur de la cavité (14) car la tension superficielle de la glace dans les capillaires impose une pression d'autant plus grande que le capillaire est plus petit, la congelation commence dans les grandes cavités et se propage gra-

duellement vers les plus petites. Lorsque les pores sont trop petits, il n'y a pas de pénétration d'eau et ainsi, dans ces cavités, aucune formation de glace ne peut s'y créer (13) . Toutefois, quand la température baisse, l'eau emmagasine une énergie potentielle qui lui permet de s'infiltrer dans les capillaires, à cause de la différence d'entropie de l'eau et de la glace. Cette diffusion de l'eau amène à une augmentation du volume de glace et donc, à une expansion supplémentaire [13]

Il y a donc, deux sources d'expansion.

Premièrement, le gel de l'eau avec une augmentation du volume de 9 % environ qui implique que le surplus d'eau dans la cavité soit expulsé. Le niveau du gel détermine la vitesse à laquelle l'eau se déplace par l'action du front de glace qui se propage et la pression hydraulique développée dépend de la résistance à cette progression, c'est à dire, du chemin à parcourir et de la perméabilité de la pâte entre la cavité où le gel se produit et celle qui accepte le surplus d'eau (15).

La seconde force de dilatation dans le béton, résulte de la diffusion de l'eau, produisant une augmentation relativement modeste des volumes de glace . Mais de nombreuses recherches ont montré que ce deuxième mécanisme était particulièrement important, vis à vis des altérations du béton (16) . Cette diffusion, est causée par la pression osmotique générée par une augmentation locale de solution, relative à la séparation de l'eau pure gelant,de la solution. Par exemple, une dalle gelée à sa partie supérieure, est gravement endommagée si l'eau arrive à traverser l'épaisseur de la dalle, suite à l'existence de la pression osmotique. La teneur totale d'humidité du béton est alors plus importante qu'au début du processus du gel et dans certain cas, l'endommagement par ségrégation des cristaux de glace sur des couches fut observé (17).

Quand la pression due à la dilatation dans le béton dépasse la résistance à la traction, un endommagement a lieu. L'importance du désordre s'échelonne depuis des fissures sur la surface jusqu'à une désintégration totale (figure 2.2).

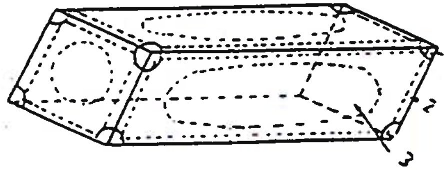


FIGURE 2.2. - PROGRESSION de la DETERIORATION

La résistance du béton au gel dépend, également de ses différentes propriétés (par exemple, résistance de la pâte de ciment, élasticité et fluage). Mais les facteurs les plus importants sont le degré de saturation, la porosité et la porométrie de la pâte de ciment.

L'influence générale de la saturation est montrée sur la figure 2.3. Si la valeur critique de saturation n'est pas atteinte, le béton est fortement résistant au gel et le béton sec est totalement insensible (18).

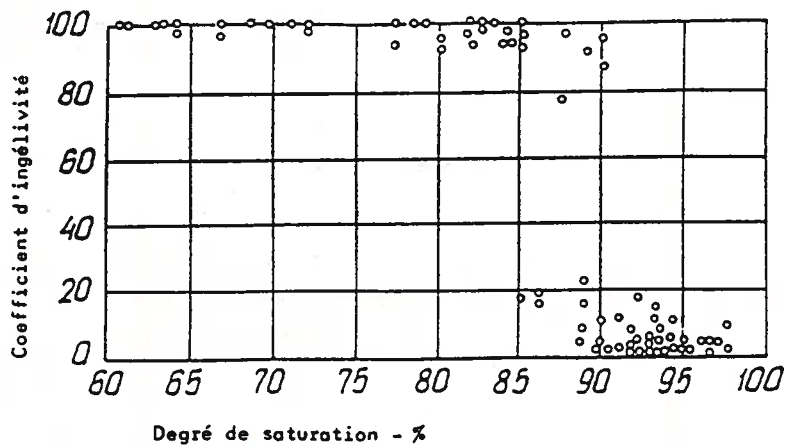


FIGURE 2.3. - INFLUENCE de la SATURATION du BETON
SUR SA GELIVITE (16)

Quelles est la valeur critique de saturation ?

Un récipient fermé et contenant 91,7% de son volume de l'eau sera entièrement rempli de glace après congélation, mais s'il est rempli au-delà de cette valeur, le gel conduira à des effets. Ainsi donc, 91,7 % peut être considéré comme la saturation critique en eau des récipients clos et indéformables. Toutefois, ce n'est pas totalement le cas des corps poreux où la saturation critique dépend de la grandeur du corps, de son homogénéité et du taux de congélation. Un espace accessible pour l'eau expulsée peut être suffisamment proche de la cavité dans laquelle se forme la glace, et qui permettra son expulsion. Si la pâte est composée de couches suffisamment fines incluant des bulles d'air, aucune saturation critique n'aura lieu. De la même manière, une particule de granulats seule n'a pas de grandeur critique si elle a une porosité très petite ou si son système capillaire est interrompu par un nombre suffisant de macro pores. Cependant, une particule de granulats dans le béton peut être considérée comme un récipient fermé, étant donné la faible perméabilité de la pâte de ciment qui l'entoure, qui ne permet pas à l'eau de s'écouler à une vitesse suffisante vers les vides. Par conséquent, une particule de granulat saturée à un niveau supérieur de 91,7 % est altérée lors d'un gel entourant le béton (13). Rappelons, que les granulats classiques ont une porosité de l'ordre de 0-5 % et, en général, les granulats de haute porosité sont à éviter (norme P 18 301). Pourtant, l'emploi éventuel de ce genre de granulat ne signifit pas nécessairement qu'un endommagement par congélation ait lieu. En effet, la présence des grands pores dans les bétons avec air occlus et les bétons sans sable (no fine concrete) par exemple, contribuent fortement à augmenter la résistance au gel de ces matériaux. En outre, même dans le cas du béton normal, aucune relation démontrée entre la porosité du granulat et la résistance au gel du béton n'a été trouvé (14).

La figure 2.4 illustre l'influence du rapport eau/ciment sur la résistance au gel du béton conservé probablement en salle humide, pendant 28 jours.

La relation eau/ciment à une influence sur la grandeur et la répartition des vides d'air dans la pâte de ciment (19). Selon NEUVILLE (14) la composition chimique du ciment et sa finesse n'ont pas de relation sur la résistance au gel, sauf si le béton est jeune car l'âge affecte le degré d'hydratation et par là, influence la résistance de la pâte de ciment et la quantité d'eau congelable incluse dans la pâte de ciment.

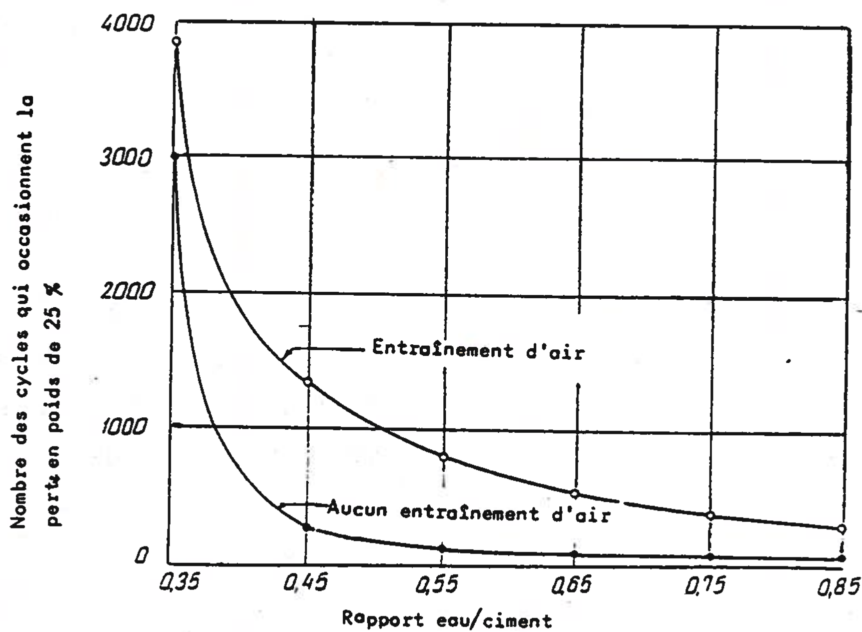


FIGURE 2.4 - INFLUENCE DE LA PROPORTION EAU/CIMENT SUR LA GELIVITE DU BETON APRES CURE HUMIDE POUR 28 J. (14)

II.4. Les facteurs de la gélivité du béton

La gélivité du béton dépend en grande partie de celle de ses constituants, c'est à dire :

- de la pâte de mortier
- du granulat
- de l'adhérence granulat-mortier.

II.4.1. La fraction "mortier" du béton

Lorsque le béton sèche, des vides dans le mortier sont laissés par l'eau qui s'évapore. Selon la terminologie de "POWERS" (13), ces vides se rapportent ici aux cavités capillaires ou pores. En principe, l'espace occupé avant par l'eau est rempli de dépôts du gel de ciment qui proviennent de l'hydratation du ciment. Ce système est poreux mais les pores sont très petits, de telle sorte que sa perméabilité à l'eau est très faible. Les pores de gel de ciment sont si fins que l'eau ne se congèle pas à l'intérieur pour les températures rencontrées normalement sur les chantiers. Il existe donc un système de cavités capillaires qui sont entourées et séparées les unes des autres par un système de gel non congelable de perméabilité basse.

On a déjà vu que lorsque l'eau gèle dans un pore capillaire saturé, l'expansion produite dans le système eau-glace demande une dilatation de la cavité de 9 % environ du volume de l'eau gelée ou le rejet de ce volume d'eau en dehors de la cavité vers la pâte environnant ou encore une combinaison des deux phénomènes.

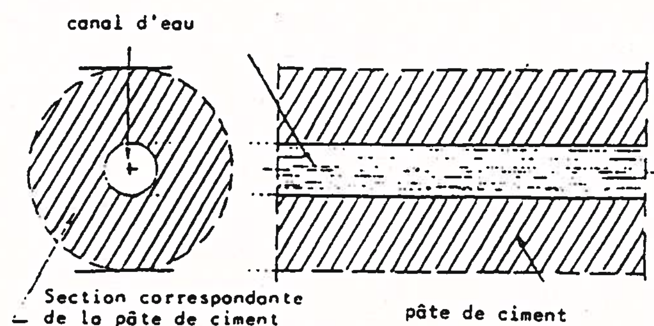


FIGURE 2.5 - LE GEL DANS LA PATE DE CIMENT

La pression hydraulique nécessaire pour effectuer le transfert du surplus d'eau résultant de la congèlation progressive dépend de :

- la distance de la cavité à un point de plus basse pression
- du taux de formation de glace (figure 2.6)
- la perméabilité du matériau concerné
- de l'accomodation élastique du matériau autour de la cavité.

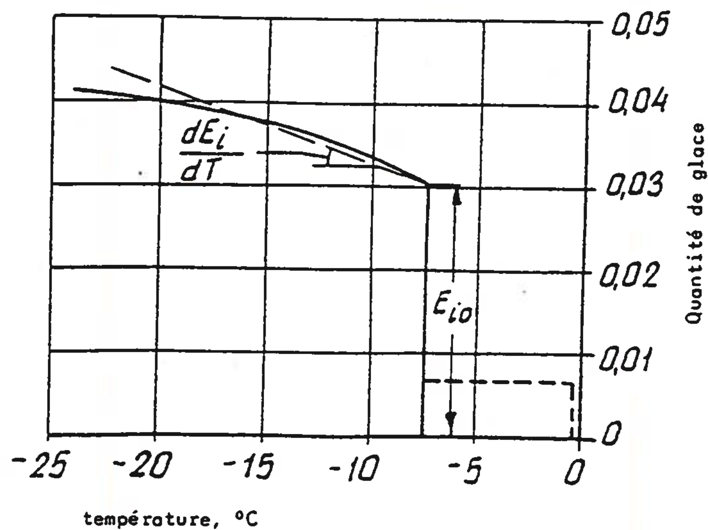


FIGURE 2.6. - RAPPORT ENTRE LA QUANTITE DE GLACE ET LA TEMPERATURE (COURBE OBTENUE A PARTIR DES RESULTATS DE "POWER" ET "BROWNYARD" (20).

Si la grandeur de la pression nécessaire est trop importante, la pâte sera endommagée. De ces quatre facteurs déterminant pour la valeur de la pression développée, seul le premier peut être aisément changé afin d'éviter des dommages plus

graves. Cette modification est réalisée par l'introduction dans la pâte d'un système de petits vides d'air (air occlus). Dans toutes structures, incluant des vides, l'humidité à tendance à se déplacer des vides plus grands vers les plus petits. Etant donné que les vides d'air occlus sont nettement plus grands que des capillaires, ils restent, en principe libre d'humidité donc, sont des points de basse pression.

L'humidité chassée des vides capillaires s'introduit vers les vides d'air (air occlus) pendant le gel. Mais elle revient vers les capillaires pendant et après le dégel (21). S'il y a une quantité suffisante de vides d'air de telle manière qu'aucun vide capillaire ne se trouve à une distance plus élevée que 0,0028 centimètre (21) d'air occlus, les expériences montrent que la pression hydraulique destructive ne se développe pas dans la fraction pâte du béton normal.

Dans cette discussion, il convient d'adopter l'hypothèse que les pores capillaires sont saturés au début de la congélation car si les pores capillaires ne sont pas complètement saturés, très peu d'eau ou même pas du tout doit être repoussés pendant la congélation et par conséquent une pression hydraulique très basse se produit. Ainsi, la vulnérabilité de la pâte de mortier dépend principalement du taux d'humidité.

Un autre facteur influe sur la quantité des pores capillaires dans la pâte. Il s'agit de la qualité du gel de ciment disponible pour remplir le volume de pore laissé par l'eau en s'évaporant et qui est déterminé par le rapport ciment/eau dans le mélange original et par le degré d'hydratation du ciment. Une pâte bien durcie, ayant un rapport eau/ciment bas, à des pores capillaires qui sont potentiellement vulnérables, petits et en légère quantité ; cette pâte sera plus dure. Par conséquent, elle sera résistante au gel.

II.4.2. La fraction "granulat" du béton

Même si les pores dans les granulats du béton sont sensiblement plus grands que les pores capillaires dans la pâte de ciment, les pressions hydrauliques créées dans les granulats saturés par congélation sont comparables à celles existant dans la pâte de mortier. Dans quelques granulats à porosité très basse, l'expansion de l'eau gélante peut être accompagnée par une déformation élastique de la roche, mais dans ceux d'une grande porosité, il peut y avoir des points faibles permettant une relâche de la pression et donc d'éviter l'éclatement. Les points de relâche de la pression peuvent être les vides macroscopiques répartis parmi les particules de granulats (comparables aux vides d'air occlus dans la pâte de mortier), ou encore ils peuvent se trouver sur la limite extérieure de la particule ; ceci conduit dans le cas de granulat saturé avec un système de pores donné et un taux de congèlation donné à concevoir une grandeur critique de la particule de granulat. Les particules plus grandes que la valeur critique sont vulnérables dans des conditions d'exposition données, tandis que celles qui sont plus petites ne le sont pas. Mais dans le béton, les possibilités de relâche de pression sur les limites extérieures d'une particule de granulat dépendent de la perméabilité de la pâte de ciment qui entoure cette particule , de la proximité et du nombre des vides d'air occlus. Il est donc fort probable, que l'utilisation de l'aération puisse être favorable même pour des granulats marginaux, mais dans de nombreux cas, son influence n'est pas suffisante pour pallier à des défaillances dans les granulats et des endommagements peuvent arriver

Dans la description précédente sur les granulats, l'hypothèse que les pores sont saturés au début de la congélation est adoptée. Comme dans la pâte de ciment, si les pores ne sont pas entièrement saturés, très peu d'eau (ou pas du tout) est refoulée pendant la congélation et une pression hydraulique négligeable apparaît. Cependant, la vulnérabilité du granulat à l'endommagement par le gel, dépend

principalement de sa teneur en eau. Quand le béton est jeune la teneur en eau du granulat dépend, en premier lieu, de son état au moment où il est introduit dans le mélange, Ultérieurement, sa teneur en eau sera déterminée par l'humidité de l'ambiance de conservation du béton.

II.4.3. Comportement global du béton

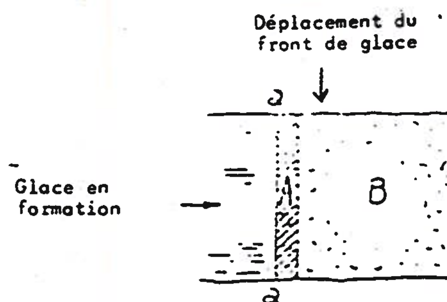
Quand des éprouvettes de béton sont soumises à des cycles de dégel, deux sortes de détériorations (21) peuvent être constatées :

1. une perte de poids légère due à une faible détérioration de la surface et ayant une grande influence sur les propriétés mécaniques et élastiques du béton.
   ou
2. une forte détérioration superficielle mais avec une faible perte de la résistance et du module d'élasticité de la partie interne de l'éprouvette.
   Il s'agit bien évidemment de cas extrêmes, en pratique les altérations ne relèvent pas d'une seule de ces deux catégories mais relativement des deux à la fois.

Si une surface d'une éprouvette a été en contact avec l'eau pendant quelques temps avant le commencement du cycle gel, la teneur en eau du béton près de la surface est pratiquement de 100 % et en tous les cas très proche de la saturation totale ; elle est plus élevée que la moyenne de la teneur en eau de l'éprouvette.

La chronologie des évènements est la suivante :

Premiérement, l'eau en contact avec la surface gélera avec écaillage de la surface du béton
Ensuite, l'eau incluse dans les vides capillaires du béton les plus près de la surface gelera et causera les changements d'état, l'eau non gelée sera déplacée vers l'intérieur qui est moins saturé. Ces évènements sont explicités sur la figure 2.7.



A : Partie saturée de l'éprouvette

B : Partie non saturée de l'éprouvette

FIGURE 2.7 - Déplacement de la glace dans l'éprouvette

Le gel arrive en A avant d'atteindre la zone B à cause du sens du gradient de température et parce que A est à une teneur en eau plus élevée que B.

Lorsque la glace commence à se former dans la région A, l'eau non gelée sera déplacée vers la région B la moins saturée. Si l'eau est libre de se déplacer sans obstacle, aucune pression hydraulique ne se développe. Cependant, comme cette eau doit s'infiltrer à travers une substance poreuse fine et texturée, la force causant le mouvement conduit à une élévation de la fraction correspondante (visqueuse) et des gradients de pression hydraulique apparaissent durant le mouvement de l'eau conformément aux lois de l'écoulement hydraulique.

Si la force en réaction contre la force déplaçant l'eau interne est suffisamment élevée, alors elle peut devenir suffisante pour être capable d'endommager l'éprouvette. La loi de DARCY peut être appliquée pour estimer la valeur de pression.

$$V = B \frac{\Delta H}{\Delta L} \tag{2.1}$$

ou :

V : vitesse d'écoulement (cm/h)

ΔH : chute de pression entre les deux parois d'une couche et de béton d'épaisseur L

B : coefficient de perméabilité du béton

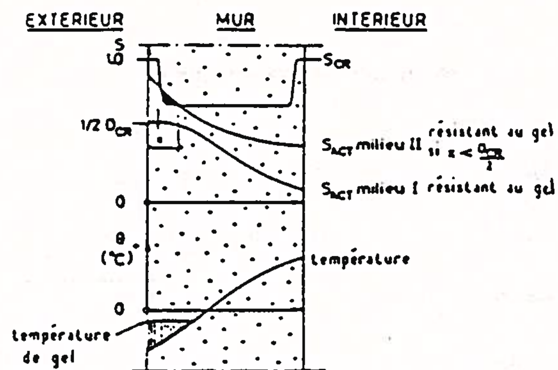


FIGURE 2.8 - SECTION D'UN MUR HOMOGENE

La figure 2.8 représente une section transversale d'un mur. Au niveau du milieu I il n'y a aucun risque de détérioration par le gel, par contre, des détériorations apparaissent au niveau du milieu II. Pour une certaine valeur de l'épaisseur de la partie saturée, la pression hydraulique atteint la valeur de la résistance du matériau (S_{ACT} est plus élevé que S_{CR}) c'est l'épaisseur critique D_{CR} (D_{CR} est défini comme étant la mesure de la couche de matériau la plus épaisse qui n'est pas détériorée par le gel même si elle est complètement saturée d'eau). La valeur D_{CR} dépend de la qualité du matériau, de la perméabilité du gel appliqué, et de la quantité d'eau dans le milieu I).

Les phénomènes dans une construction comprenant plusieurs couches peuvent être explicités (22) de la même manière qu'un mur homogène (2.9). Les deux matériaux ont un coefficient S_{CR} différent car leur structure poreuse n'est pas la même (comme d'autres caractéristiques). Dans la zone de transition existant entre les deux matériaux, le passage du premier S_{CR} au second se fait d'une façon systématique. La largeur de la zone de transition est une fonction des épaisseurs critiques des deux matériaux.

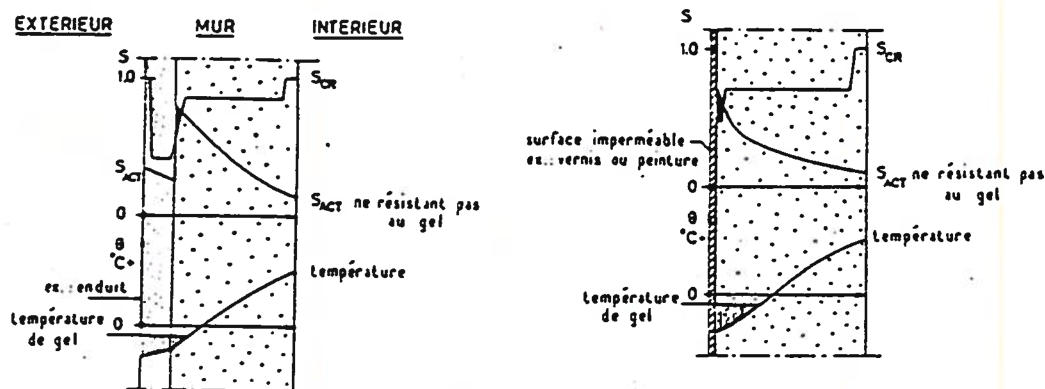


FIGURE 2.9 - SECTION D'UN MUR CONSTRUIT AVEC DEUX MATERIAUX DIFFERENTS ET UNE SURFACE EXTERIEURE RECOUVERTE D'UNE COUCHE PROTECTRICE (22)

En général, le degré de saturation réel est discontinu à la ligne de séparation car les deux matériaux ont des capillarités différentes et ce pour une pression capillaire identique entre les deux matériaux. L'une des conséquences directe de ce phénomène c'est que des parties du revêtement extérieur peuvent se dégrader au cours du gel et cela malgré la condition respectée de $S_{ACT} < S_{CR}$ (22) pour toute la construction excepté dans la zone de transition. La figure 2.9 représente le cas d'une peinture appliquée sur le béton afin de servir de revêtement imperméable et qui est particulièrement exposé à l'attaque du gel. Près de la surface imperméable, S_{CR} doit être diminué, car l'eau qui est expulsée pour la formation de glace dans les pores est en partie empêchée de se propager sur la surface. La diminution de la valeur de S_{CR} dépend de la perméabilité de la surface et de l'adhérence entre le revêtement et le matériau. De plus, comme la valeur de S_{CR} diminue près de la surface ; il est quasiment certain que la valeur de S_{ACT} croît dans la même zone. La vapeur d'eau qui se diffuse à travers le mur, due aux différences de pression de vapeur entre l'extérieur et l'intérieur peut se condenser facilement sur le revêtement froid et peu poreux.

La diminution de S_{CR} ou l'augmentation de S_{ACT} contribue à rendre particulièrement sensible au gel les revêtements de surfaces imperméables.

)

II.5. Hypothèses sur la résistance au gel du béton

II.5.1 Introduction

Les premières expériences sur les pierres naturelles et autres matériaux de construction semblables (KREUGER 1923) - (23), ont démontré que la résistance au gel de ces matériaux dépend du degré de saturation. Le degré de saturation est défini par :

$$S = \frac{E_c}{E_c + a} \qquad (2.2)$$

où :

E_c : eau congelable à une certaine température (m3/m3 de matériau)

a : teneur en air (m3/m3 de matériau).

La notion du degré de saturation comme la notion de la pression hydraulique (24) retient l'hypothèse que l'excès de volume produit par le gel de l'eau est la raison primaire de l'endommagement par le gel. Afin d'éviter la pression destructive, un espace doit être assuré là où le surplus de pression se produit. Ceci correspond à 9 % environ (lorsque l'eau gèle son volume s'accroît ≈ 9 %), ce qui entraîne que le degré critique de saturation en vase clos devient :

$$S_{CR} = \frac{E_c}{E_c + 0{,}09\, E_c} = 0{,}917 \qquad (2.3)$$

Toutefois, la manière dont cet espace est réparti a beaucoup d'importance. Les forces de friction s'opposent au déplacement de l'excès d'eau et si cet espace est trop éloigné de l'endroit où le gel se produit, la pression atteint un niveau destructif, c'est la principale idée de la théorie de pression hydraulique.

Il est évident, que la répartition des espaces d'émergence à une grande importance lorsque le matériel est peu poreux ou imperméable, et cette conséquence est moindre, quand

il s'agit de matière poreuse et facilement accessible à l'eau.

Dans le cas de matériaux poreux, l'influence de la répartition des vides est peu importante et la loi $S \leqslant 0,917$ est valable. Pour un matériau peu poreux, il est d'autre part nécessaire d'assurer des vides supplémentaires afin de maintenir la distance de l'endroit du gel au vide le plus proche à un niveau relativement bas.

Dans l'équation (2.3), la pression de l'air est négligée. Si le récipient est fragile ; mais s'il a une grande résistance à la traction, il peut être résistant au gel en réagissant à la formation de la glace, même s'il est saturé d'eau. Quand la glace se forme, il se produit une pression car le matériau résiste à la déformation et la pression abaisse le point de congelation. Les matériaux de construction classiques ne peuvent résister dans cette condition qu'à quelques °C.

Cependant :

$$S_{CR} \geqslant 0,917 \qquad (2.4)$$

Si le matériau est ductile c'est à dire, FAGERLUND (22) applique l'expression suivante :

$$S_{CR} = 0,917 + \frac{\varepsilon_{BR}\, 3\,(1 - 2\,\mu)}{1,09\, P_p\,(1 - K)} \qquad (2.5)$$

où :

ε_{BR} : déformation à la rupture

μ : coefficient de poisson

K : fraction d'eau non congelée lorsque S = 1,0

Si les parois du récipient sont perméables, l'eau s'expulse à travers les parois. Une force d'origine hydraulique se crer lorsque le degré de saturations augmente. Pour des forces trop grandes, il y a destruction du matériau, POWERS (25), FAGERLUND (22) définissent S_{CR} par l'expression suivante :

$$S_{CR} = 0,917 + f\,(\sigma_B \;;\; B \;;\; \frac{d_{\varepsilon c}}{dt} \;;\; L) \qquad (2.6)$$

où :

σ_B : contrainte de rupture (N/m2)

B : coefficient de perméabilité

$\frac{dE_c}{dt}$: vitesse de formation de la glace (m3/s .m3 de matériau)

L : épaisseur de paroi (m)

L'équation (25) est comprise dans l'équation (26).

Il est évident que l'expression suivante peut être employée pour un matériau :

$$0,917 \leq S_{CR} \leq 1,0 \qquad (2.7)$$

Un matériau poreux ne géle pas comme un simple récipient mais plutôt comme une succession de plusieurs récipients ayant certaines parois communes. FAGERLUND [22] trouve des valeurs de Scr très basses allant jusqu'à 0,34 pour le béton cellulaire autoclavé. Nous pouvons donc dire, que la théorie de pression hydraulique est d'une importance considérable et cette importance est plus grande lorsque le matériel est plus imperméable.

II.5.2. La résistance au gel

Il est raisonnable de définir la résistance au gel d'un certain matériau de la manière suivante [22]

La résistance au gel d'un certain matériau est son aptitude à résister sans qu'il ait de détérioration compléte ou même partielle, aux variations climatiques qui se produisent dans les conditions précises d'utilisation de ce matériau. Cette définition est intéressante en ce sens qu'elle améne à penser qu'un même matériau peut être à la fois résistant au gel et non résistant au gel. La tenue au gel n'est pas uniquement une fonction dont les variables dépendent des propriétés du matériau mais aussi des conditions climatiques et du mode d'utilisation du matériau.

La résistance au gel dépend du milieu environnant. Un

changement de méthode d'essai du gel peut totalement changer l'appréciation concernant la tenue au gel et cela pour un même matériau. Ainsi les appréciations ("résistant" ou "ne résistant" pas au gel) au sujet d'un matériau, basées sur son comportement durant une seule expérience de gel sont-elles trop catégoriques. Elles ne sont valables que pour cette seule expérience de gel et ne s'appliquent pas nécessairement à ce matériau dans des conditions climatiques différentes.

Il en résulte que si on ne tient pas compte du milieu ambiant dans lequel le matériau est utilisé, c'est à dire lorsqu'on utilise les méthodes habituelles de détermination de la résistance au gel, les résultats ne correspondent pas obligatoirement à la réalité et les interprétations doivent en tenir compte.

Si l'on désire apprécier la tenue au gel d'un matériau en n'ayant recours qu'à des expériences sur le gel et si de plus, on cherche un critère pour choisir entre différents matériaux, on devra, d'une part, appliquer la même méthode de gel pour différents matériaux, et d'autre part, les méthodes gel devront être adaptées à toutes les sortes d'environnements possibles.

En conséquence, il est évident qu'une totale divergence sur l'interprétation de la notion de résistance au gel peut avoir lieu entre la tenue d'un matériau et celle utilisée dans les conditions réelles d'emploi.

Les méthodes courantes pour une détermination du facteur de durabilité du béton peuvent être classées en trois groupes principaux :

- L'essai de gel-dégel direct
- Le concept de degré critique de saturation (figure 2.10)
- Détermination des proprietés du matériau (rapport E/C, absorption d'eau, distribution des vides d'air, teneur en air) qui sont supposées être correctes à la résistance au gel (essai indirect).

Ces trois groupes de méthodes seront développées ultérieurement.

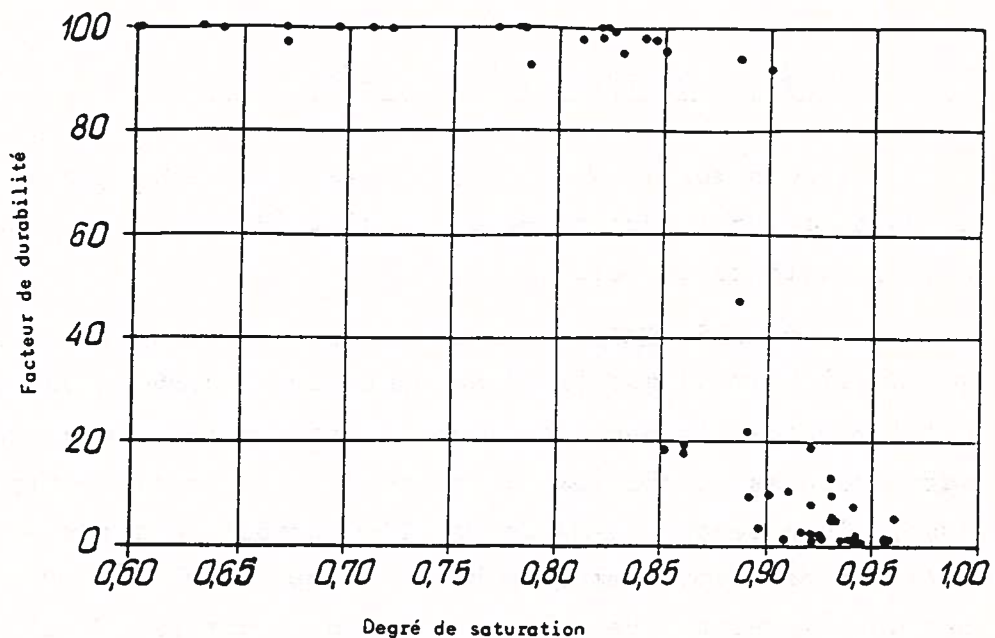


FIGURE 2.10 - L'INFLUENCE DU DEGRE DE SATURATION SUR LA RESISTANCE DU GEL-DEGEL (26)

II.5.3. L'influence de l'entraînement d'air sur la résistance au gel du béton

1. Introduction

De nombreux expérimentateurs ont montré que la résistance du béton au gel-dégel était considérablement améliorée par l'utilisation des agents d'entraînement d'air. Il est généralement relaté que le minimum d'air additionnel pour augmenter efficacement la résistance au gel et dégel est de 3 à 4 % environ du volume de béton. Dans de nombreux cas, l'entraînement des pourcentages encore plus grand d'air aura pour conséquence la diminution encore plus élevée de la densité et augmen-

tera encore la résistance au gel mais cette amélioration à des conséquences néfastes sur les résistances et propriétés directes. Il semble judicieux de faire un compromis et de maintenir la teneur en air aussi basse que possible afin d'obtenir des résistances et une densité convenables.

2. Influence de la distribution des vides d'air

Dans ses travaux sur la résistance au gel du béton, "POWERS" à insister sur l'importance de la distribution des vides par rapport à la résistance au gel.

POWERS (24) présente une théorie de la pression hydraulique où il prétend que le béton peut être endommagé par gel répété avant qu'il atteigne le degré critique de saturation. Ce degré critique de saturation est probablement proche de 91 % de saturation. Il suggère aussi comme le gel commence par l'extérieur dans les parties fortement saturées de l'éprouvette de béton et que l'eau est contrainte de se diriger de l'extérieur vers la zone la moins saturée à l'intérieur . L'eau lors de son déplacement à travers une substance poreuse donne naissance à une force qui crée une résistance fractionnelle correspondante avec des gradients de pression hydraulique conformément aux lois de l'écoulement hydraulique.

Utilisant la loi de DARCY, POWERS calcule l'épaisseur de saturation critique où l'eau par le procédé présenté ci-dessus est contrainte de traverser une couche plus large que l'épaisseur de saturation critique; la pression hydraulique excède alors la résistance du béton et l'endommagement arrive. POWERS a calculé l'épaisseur de saturation critique comme étant de 0,5 cm sur un béton fortement dosé et environ 13 cm sur un béton peu dosé en ciment. Il indique, en commentaire, que ces valeurs sont cependant à réduire à 1/5ème, c'est à dire à environ 0,1 cm et 2,6 cm. Il a noté également, qu'il considère que les valeurs données par le calcul risquent d'être notablement éloignées de la réalité ; elles servent seulement à illustrer le principe sur lequel l'hypothèse est basée!

Dans (25) POWERS utilise cette hypothèse pour calculer l'épaisseur de saturation critique pour un cas spécial; celui d'un volume de pâte sphérique contenant des vides d'air concentriques et sphériques. L'épaisseur de saturation a été ici définie comme "proportion d'espacement de vide" (void space ratio) ou "facteur d'espacement" (spacing factor) $\bar{L}$. Elle est égale à la différence entre le rayon des deux

sphères. Un calcul, à nouveau basé sur la loi de DARCY montre que la valeur critique $\bar{L}_{crit}$ est environ de 0,13 - 0,23 mm pour une pâte ferme (E/C - 0,32) et 0,61 - 0,76 mm pour une pâte plastique (E/C - 0,62) La $\bar{L}_{crit}$ est celle par laquelle il y a égalité entre la tension produite par l'écoulement de l'eau et la contrainte de rupture. La $\bar{L}_{crit}$ est cependant largement fonction du taux du gel et la valeur de perméabilité.

La pâte dans un béton avec air occlus peut être considèrée comme une succession d'enveloppes de pâte entourant des bulles d'air. Si les bulles sont peu nombreuses et grosses, la valeur moyenne de (L) est élevée et peut bien excèder $\bar{L}_{crit}$.

POWERS (25) présente les deux expressions suivantes pour le "facteur d'espacement" :

$$\bar{L} = \frac{3}{\alpha}\left[1,4\left(\frac{P_p}{A}+1\right)^{1/3} - 1\right] \qquad \frac{P_p}{A} \geq 4,33 \qquad (2.8a)$$

$$\bar{L} = \frac{P_p}{\alpha A} \qquad \frac{P_p}{A} < 4,33 \qquad (2.8b)$$

ou :

α = surface spécifique des pores remplis d'air mm^{-1}

P = Proportion de pâte dans le béton

A = teneur en air

Le critère de résistance au gel devient alors :

$$\bar{L} \leq \bar{L}_{crit} \qquad (2.9)$$

ou :

$\bar{L}$ est calculé à partir de l'équation 2.9 tandis que $\bar{L}_{crit}$ est en principe calculé à partir de l'hypothèse utilisant la loi DARCY comme mentionnée ci-dessus.

Dans le document, (25) POWERS calcule également la valeur critique $\bar{L}_{crit}$

valeur est adoptable comme critère suffisant pour la résistance au gel en ce qui concerne de nombreux bétons et l'équation 2.10 devient par conséquent

$$\bar{L} \leqslant 0,25 \text{ mm} \qquad (2.10)$$

A partir d'un modèle mathématique, DANIELSON et WASTESSON (27) ont présenté un calcul plus précis de l'épaisseur de saturation critique pour un système de bulles mesurées par hasard.
Conformément à leur dérivation, le taux du volume protégé (V_{pr}) est défini par la formule suivante, approximativement :

$$V_{pr} = A\ (1 + K\ \alpha\ ) \qquad (2.11)$$

ou :

K est une constante avant une dimension de longueur constante et englobant le taux de gel de ciment, la permébilité, la résistance et la quantité d'eau gelable dans la pâte.

Les mêmes paramètres sont inclus dans les évaluations de POWERS. Afin d'obtenir la résistance au gel :

$$P_p \leqslant V_{pr} \qquad (2.12)$$

3. Influence des différents facteurs sur la distribution des vides

a) Malaxage et temps de vibration

L'influence du malaxage et du temps de vibration sur la distribution des vides a été étudié par WARRIES (28) . Il conclù que la vibration réduit la teneur en eau dans le béton durci mais en même temps la surface spécifique est augmentée. Ceci signifit sommairement que les grands vides se déplacent par vibration.

MIELENZ et AL (29) ont observé la même influence de temps de vibration sur les paramètres de vide interne.

b) Autres facteurs affectant le système de porosité

Plus un matériau est fin plus sa surface spécifique est grande et une température faible augmente la teneur en air sans influencer (α).

La proportion eau/ciment a une influence considérable sur le système des vides d'air. Le coefficient ($\bar{\alpha}$) diminue quand la proportion eau/ciment augmente. Ceci doit être dû à l'effet de suintement qui produit quelques grands vides lesquels sont originellement remplis avec l'eau

C H A P I T R E III

DETECTION DU COMPORTEMENT AU GEL DES BETONS

III. DETECTION DU COMPORTEMENT AU GEL DES BETONS

III.1. Méthodes de mesures

III.1.1. Principes généraux

Les altérations du béton soumis aux effets des cycles gel-dégel influent sur ses propriétés notamment mécaniques et élastiques. D'autre part, elles peuvent prendre la forme d'une désagrégation superficielle qui s'accompagne nécessairement d'une perte de poids.

La tenue des matériaux sur les effets du gel peut être suivie par les évolutions :

- du poids et des dimensions des éprouvettes
- des résistances mécaniques : compression, traction, flexion
- de la fréquence de résonance longitudinale et du module d'élasticité.

L'examen visuel reste fort utile bien que subjectif car il permet de différencier lorsqu'elles deviennent visibles, les formes d'altérations. Lorsqu'elles sont associées avec d'autres types de mesure, les observations visuelles sont intéressantes pour évaluer les effets des essais de durabilité.

Le choix de la résistance mécanique comme critère de suivi du comportement au gel-dégel, s'il est séduisant à priori, implique la préparation d'un grand nombre d'éprouvettes. En effet, la détermination de la valeur de chaque résistance nécessite la rupture de plusieurs échantillons à chaque âge d'essais retenus.

C'est pour cette raison, que généralement, il est adopté des essais non destructifs pour étudier les phénomènes de gel des bétons.

THOMOSE (30) utilise le module d'élasticité statique, déterminé à partir de la flexion. Le développement des méthodes soniques permettant entre autre, de déterminer les modules d' élasticité dynamique est tel que ces méthodes sont beaucoup plus répandues actuellement. Le module d'élasticité longitudinal dynamique peut être calculé à partir de la fréquence fondamentale de résonance (f) des éprouvettes soumises à des

vibrations longitudinales.

$$E_d = (2fl)^2 \frac{\rho}{g} \qquad (3.1)$$

ou :

V : vitesse du son dans l'éprouvette

f : fréquence de résonance longitudinale (cycle/secondes)

ρ : poids volumique (N/mm3)

g : accélération de la pesanteur. (m/sec.^{2})

l : longueur (m)

La fréquence de résonance peut également être obtenue par des vibrations transversales ou de torsion.

Dans des études de gel, le module dynamique n'est en général pas calculé car la densité du béton varie compte tenu des absorptions d'eau lors des immersions (dégel) et on reste au niveau fréquence de résonance. Il est admis la relation suivante :

$$\frac{E}{E_o} = \left(\frac{f}{f_o}\right)^2 \qquad (3.2.)$$

L'indice (o) indique les valeurs origine avant **le début du gel.** Les influences des variations éventuelles des dimensions (h et L) dû à l'écaillage sont négligées (ASTM 290).

La méthode basée sur les impulsions ultrasoniques (JONES et GATFIELD (31) fut également utilisée pour suivre les détériorations par gel. Selon TIMOSHENKO (32) la vitesse des ondes longitudinales (V_L) est égale à :

$$V_L = \sqrt{\frac{E_d}{\rho} \, \frac{1-\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)}} \qquad (3.3.)$$

ou :

ν : coefficient de Poisson

L'équation est souvent simplifiée par une omission de la fraction contenant (ν) | 28 | par similitude à l'équation (3.2.)

$$\frac{E}{E_o} = \left(\frac{V_L}{V_{Lo}}\right)^2 \qquad (3.4)$$

En effet, (ν) peut être considéré comme constant bien que légèrement influencé par les détériorations par le gel (33). De ce fait l'équation (3.4) ne peut pas être appliquée pour le calcul de $\frac{E}{Eo}$. Quand la méthode d'impulsion est retenue, le terme $\left(\frac{V_L}{V_{Lo}}\right)^2$ est explicité directement plutôt que $\frac{E}{Eo}$. Ce rapport carré des vitesses d'impulsions ainsi que le rapport $\frac{E}{Eo}$ calculé à partir de l'équation (3.4) est selon BERGSTROM (34) moins sensible aux altérations du gel que les rapports de l'équation (3.2). Cela peut être expliqué probablement par le fait que la pâte qui est généralement atteinte en premier lieu constitue environ 25 % de la trajectoire transversale et le changement de (V_L) reflète donc seulement le quart de la perte de (E_d) (35).

Les pertes du poids lors des cycles de gel-dégel se produisent par altérations des arêtes et la surface de l'éprouvette. Les angles se dégradent les premiers et plus que la masse de l'éprouvette car les attaques arrivent par les deux côtés à la fois (36).

Les pertes du poids sont généralement faibles car c'est un phénomène strictement superficiel et les fissures intérieures et extérieures n'entraînent guère que la séparation des petites particules de béton. D'autre part, les variations de poids ne rendent pas compte des décollages progressifs de la pâte du ciment et des granulats qui se produisent dans l'ensemble du béton.

C'est pourquoi, la courbe des altérations du béton déduit des pertes de poids diffère de la courbe réelle de la perte des qualités du béton (figure 3.1).

De plus, elle peut au début des essais être masquée par les absorptions d'eau lors des diminutions.

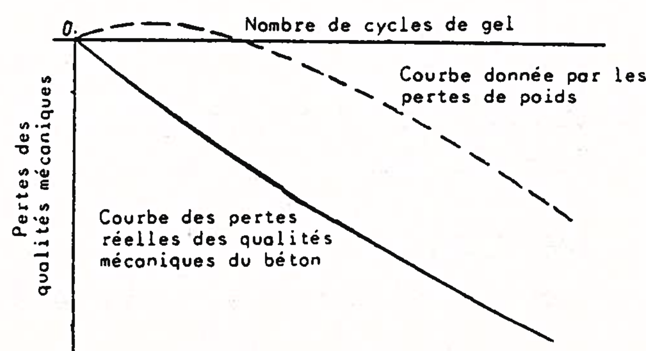


FIGURE 3.1. - EVALUATION DE LA GELIVITE PAR PERTE DE POIDS (SCHEMA)

Les mesures des variations dimensionnelles des éprouvettes sont satisfaisantes pour l'appréciation de la tenue au gel mais de telles observations impliquent l'utilisation de moules spéciaux afin que les éprouvettes aient un plot de mesures incorporé. De plus, les variations de volume se développent plus lentement que les variations de module d'élasticité dynamique.

En conclusion, il apparaît que l'appréciation des effets des cycles gel-dégel s'effectue essentiellement par la mesure de la fréquence de résonance fondamentale longitudinale et quelquefois par suivi des modules d'élasticité dynamique.

La figure 3.2. montre le comportement de deux bétons dans un tel essai. Le béton n° 2 est altéré progressivement alors que le béton n° 1 est quasiment indestructible.

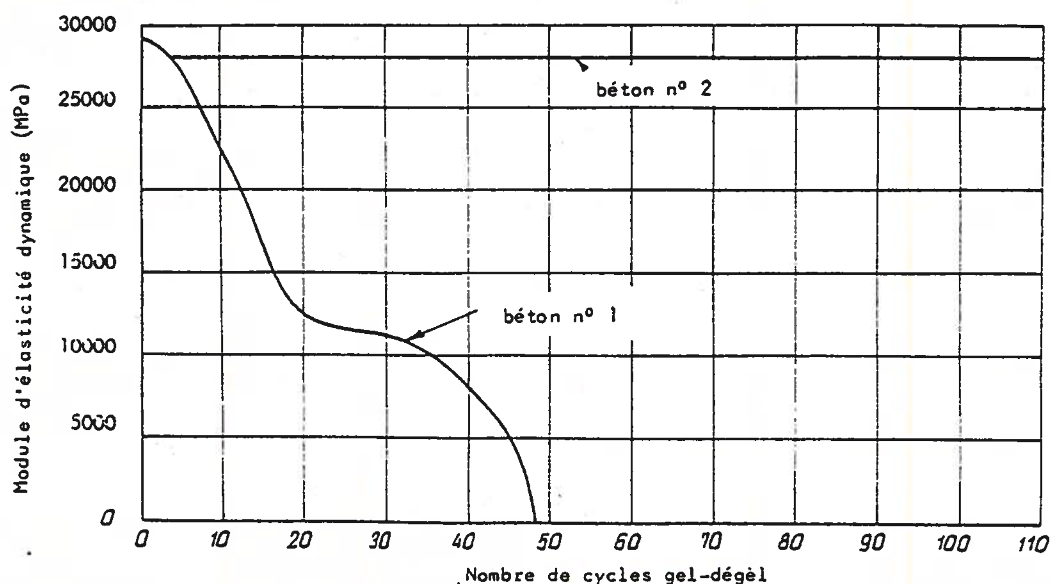


FIGURE 3.2. - CORRELATION DU MODULE DYNAMIQUE SUR ESSAIS DE GEL, THOMSON (38)

III.1.2. Corrélation entre les évolutions des résistances et des modules d'élasticité.

BERGSTROM | 34 | s'appuyant sur des expérimentations montre que le rapport entre la résistance à la flexion

(σ_f) et le module d'élasticité (E) peut être calculé à l'aide de l'équation (3.5) présentée par CHEFDEVILLE (39) qui, à l'origine, relie le module (E) et la résistance à la compression.

$$E = K_1 \sqrt{\sigma_f} \qquad (3.5.)$$

K_1 est constant. Cette équation peut être changée en :

$$\frac{\Delta\sigma f}{\sigma f_o} = (2 - \frac{\Delta E}{E_o}) \frac{\Delta E}{E_o} \simeq K . \frac{\Delta E}{E_o} \qquad (3.6.)$$

ou l'indice (o) correspond aux valeurs avant le début du gel et (Δ) signifie (variation). La dernière partie de l'équation est valable uniquement si $\frac{\Delta E}{E_o}$ n'est pas trop élevé | 28 | .

WITHEY (40) a obtenu une valeur de K égale à 1,5.

La figure (3.3) illustre les expériences réalisées par BACKSTROM (28), K est égal à 1,8.

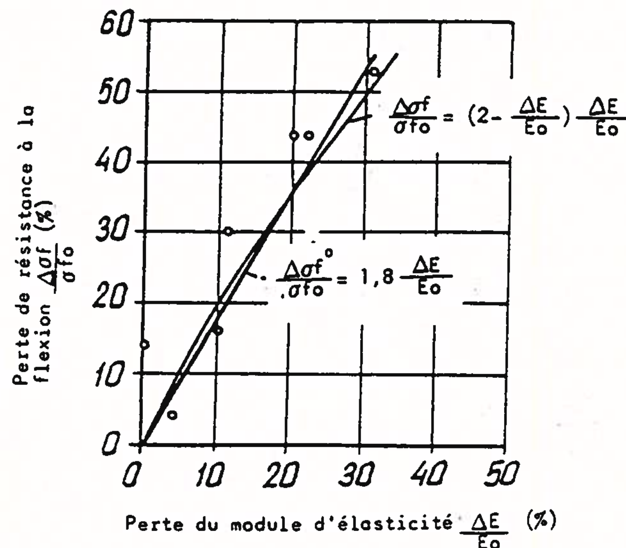


FIGURE 3.3 - CORRELATION ENTRE LA PERTE DE RESISTANCE A LA FLEXION ET LA PERTE DU MODULE D'ELASTICITE D'UN BETON (41)

Selon de WARRIS | 28 |, la résistance à la flexion et le module d'élasticité sont liés par la formule suivante :

$$\sigma_f = K_2 \quad E^x \tag{3.7}$$

ou :

x   à une valeur de 2 environ.

Les altérations se présentent généralement dans des sections parallèles à la surface et on admet | 28 | que de telles désordres se propage jusqu'à une profondeur (t_D) sous la surface. Il est possible d'admettre que les flexions et la résistance du prisme après détérioration puissent être calculées sur la base d'une hauteur $h_n = h_o - 2\ t_D$ car si la couche t_D ne s'écaille pas, son apport à la rigidité du prisme est négligeable. Dans ce cas, nous avons pour une section carrée, le moment :

$$M = \frac{\sigma b h^2}{6}$$ avec b = h pour des éprouvettes à base carrée

$$M \ \alpha^* \ h_o^{\ 3} \quad \sigma_f \ \alpha \ h_n^{\ 3} \ \sigma_{fo} \tag{3.8}$$

et pour la flèche (U_f)

$$\frac{I}{U_f} \ \alpha \quad h_o^{\ 4} \ E \ \alpha \ h_n^4 \quad E_o \tag{3.9}$$

Par élimination de h et h_o

$$\frac{\sigma f}{\sigma_{fo}} \ \alpha \ \left(\frac{E}{E_o}\right)^{3/4} \tag{3.10}$$

et dans ce cas le terme x est nettement inférieur à la valeur proposée par WARRIS | 28 |. Les résultats présentés sur la figure 3.4. donnés par THOMAS | 4 |concernant la pierre naturelle sont en accord avec cette équation, mais les expériences sur le béton ne le sont pas ; WARRIS en déduit que l'hypothèse à la base de l'équation (3.10) ne peut pas se rapporter au béton et donc que les

* α = proportion à

détériorations ne suivent pas la surface du béton mais s'introduisent dans le coeur de la pâte.

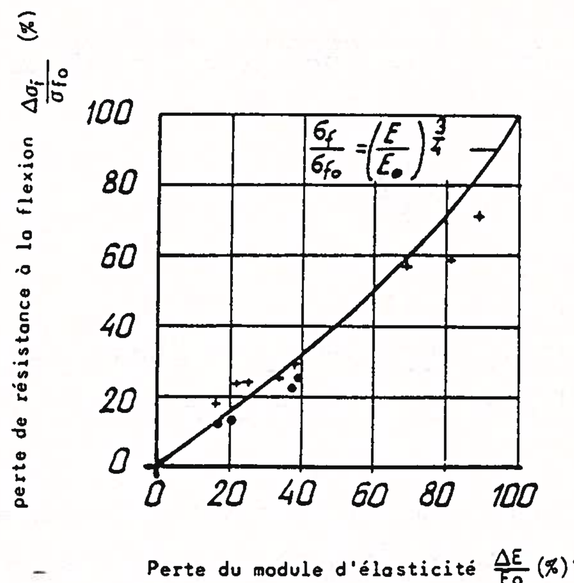


FIGURE 3.4 - RAPPORT ENTRE LA PERTE DE RESISTANCE A LA FLEXION ET LA PERTE DU MODULE D'ELASTICITE DE PIERRE (4)

HANSEN (42) présente un rapport entre le module d'élasticité (E_p) de la pâte et la résistance à la compression σ_c égal à :

$$E_p = 3.10^4 \quad \sigma_c^{0,4} \tag{3.11}$$

où, toutefois, l'exposant a été choisi empiriquement. Le module d'élasticité du béton peut être calculé sur la base des composants. HANSEN trouve que :

$$E = \frac{6 \ . \ 10^4 \ . \ \sigma_c^{0,4}}{1 + 0.07 \ \sigma_c^{0,4}} \tag{3.12}$$

il peut arriver approximativement que la puissance soit infèrieure à 0,4

$$E \ \alpha \ \sigma_c^{0,3} \tag{3.13}$$

ou

$$\sigma_c \ \alpha \ E^{3,3} \tag{3.14}$$

CHEFDEVILLE (39), suggère que pour le béton

$$\sigma_f \; \alpha \; \sigma_c^{\;0,63} \tag{3.15}$$

En introduisant cette valeur dans l'équation (3.14) celle-ci devient :

$$\sigma_f \; \alpha \; E^2 \tag{3.16}$$

III.1.3. Rapport entre les variations dimensionnelles et les évolutions du module d'élasticité

La relation entre la perte de (E) du béton et la perte de (E_p) de la pâte peut être calculée à l'aide d'une formule donnée par HANSEN (42).

$$E = \frac{1}{\dfrac{P_p}{E_p} + \dfrac{1 - P_p}{E_a}} = \frac{E_p}{P + (1-P)\dfrac{E_p}{E_a}} \tag{3.17}$$

avec : $E_p > E_a$

ou :

P_p : teneur en pâte, en volume
Ea: module du granulat

Dans le cas de petites variations de E, nous obtenons par dérivation, par rapport à la pâte :

$$\frac{\Delta E}{E} \cong P_p \frac{E}{E_p} \; \frac{\Delta E_p}{E_p} = f\ (p) \; \frac{\Delta E_p}{E_p} \tag{3.18}$$

La fonction f (P) est estimée à l'aide de l'équation (3.17) et on peut calculer le rapport $\frac{E}{E_p}$

$$f\ (P) = P \frac{E}{E_p} = \frac{1}{(1 - \dfrac{E_p}{Ea}) + \dfrac{E_p}{Ea} \cdot \dfrac{1}{P_p}} \tag{3.19}$$

E_p une fonction du rapport eau/ciment de la pâte et du degré d'hydratation.

Le rapport $\frac{E_p}{Ea}$ est d'un tiers pour la plupart des bétons bien hydratés et contribués avec des granulats normaux (28). Dans ce cas, f (p) peut être défini approximativement par la fonction $\sqrt{p_p}$ (figure 3.5). Le rapprochement f (p) et $\sqrt{p_p}$ est particulièrement bon dans les environs de P = 0,25, ce qui est une valeur courante de (P). Ainsi, nous obtenons :

$$\frac{\Delta E}{E} \cong \sqrt{P_p}\ \frac{\Delta E_p}{E_p} \tag{3.20}$$

L'équation (3.20) est uniquement valable si la pâte est la seule zone réellement détériorée, mais si le granulat subit la détérioration, l'équation (3.18) doit être remplacée selon (28) par :

$$\frac{\Delta E}{E} \cong (1-P_p)\ \frac{E}{E_a}\ \frac{\Delta Ea}{Ea} = g\ (1-P)\ \frac{\Delta Ea}{Ea} \tag{3.21}$$

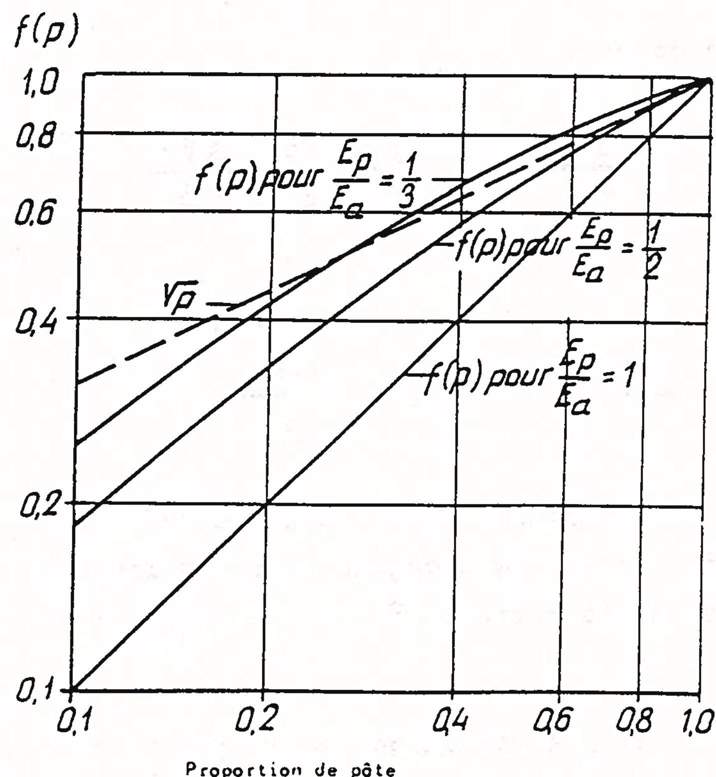


FIGURE 3.5. - APPROXIMATION DE LA FONCTION f (p) (28)

où la fonction :

$$g\,(1-P) = (1-P_p)\,\frac{E}{Ea} = \frac{1}{\left(1-\frac{Ea}{E_p}\right)+\frac{Ea}{E_p}-\frac{1}{1-P_p}} \qquad (3.22)$$

Si dans l'équation (3.19), $f_{(p)}$ est remplacé par g (1-P), P par (1-P) et $\frac{E_p}{Ea}$ par $\frac{Ea}{E_p}$, on obtient l'équation (3.22). La fonction g (1-P) peut être remplacée par $(1-P)^{\beta}$, ce qui signifie :

$$\frac{\Delta E}{E} \cong (1-P)^{\beta} \quad \frac{\Delta Ea}{Ea} \qquad (3.23)$$

où

$$\beta \leq \frac{Ea}{E_p} \qquad \text{avec } Ea > E_p$$

Si lors de la détérioration Ea devient plus petit que E_p, l'équation (3.21) n'est plus valable. Par contre, HANSEN (42) propose

$$E = P_p E_p + (1-P_p)\,Ea \qquad (3.24)$$

ce qui donne :

$$\frac{\Delta E}{E} \cong (1-P_p)\,\frac{Ea}{E}\,\frac{\Delta Ea}{Ea} \qquad (3.25)$$

et :

$$\frac{\Delta E}{E} \cong (1-P_p) \quad \frac{\Delta Ea}{Ea} \qquad (3.26)$$

BERGSTROM (34), suite à ses expériences, a trouvé une relation entre les changements de la longueur par unité de teneur en pâte et la perte en E. Ce fait peut être exprimé de la façon suivante :

Si les variations de longueur se produisent dans la pâte

il est possible d'utiliser l'équation de PICKETT (43) afin de calculer les changements de longueur du béton.

$$\epsilon = \frac{\Delta L}{L} = P_p^{\alpha}\ \epsilon_P \qquad (3.27)$$

le coefficient α est défini par :

$$\alpha = \frac{3\ (1-\nu)}{1 + \nu + 2\ (1-2\nu_a)\ \frac{E}{Ea}} \qquad (3.28)$$

Il est raisonnable d'admettre que la perte de (E) est observée en priorité quand (ϵ_p) est supérieur à une valeur égale à celle des déformations à la rupture (28) c'est à dire :

$$\epsilon_P - K_2 = K_1\ \frac{\Delta Ep}{Ep} \qquad (3.29)$$

ou K_1 et K_2 sont des constantes inconnues, l'équation (3.29) nous montre que la relation est linéaire. A partir des équations (3.20) et (3.27) avec $\alpha = 1,5$ nous obtenons :

$$\epsilon = P_p^{1,5}\ (K_1 P^{-0,5}\ \frac{\Delta E}{Eo} + K_2) \qquad (3.30)$$

ou :

$$\frac{\epsilon}{P_p} = K_1\ \frac{\Delta E}{E_o} + K_2\ \sqrt{P_p} \qquad (3.31)$$

La figure 3.7 montre le rapport entre $\frac{\epsilon}{P}$ et $\frac{\Delta E}{E_o}$ obtenu lors des expériences réalisées par KLIGER (44) . Dans le cas des valeurs E/C faibles, il existe une relation linéaire directe conformément aux équations (3.29) et (3.31). Dans le cas des valeurs supérieures à E/C, une translation parallèle à la ligne droite semble avoir lieu.

Dans le cas de béton ayant un rapport E/C faible, $K_2 \sqrt{P}$

est environ égal à 0,05 - 0,1 %, c'est à dire K_2 = 0,1 - 0,2 %. Il semble que la variation de $K_2 \sqrt{p_p}$ ait une moindre importance et donc $K_2 \sqrt{p_p}$ peut être remplacé par une valeur constante K_3 = 0,075 %. Les déformations à la rupture de béton, conformément aux équations (3.30 et (3.31) sont considérées comme égales à $K_{2P}{}^{1,5}$

Si $K_2 \sqrt{p_p}$ = 0,1 % et P = 0,25 %, la déformation à la rupture est égale à 0,25 %, c'est-à-dire une valeur proche de la valeur normalement donnée dans la bibliographie. La valeur de K_1 est de 0,75 . 10^{-2} sur la figure 3.7.

III.1.4. Rapport entre la variation de poids et les variations du module d'élasticité

Se basant sur des expériences, KLIGER (44) a trouvé un rapport entre la perte de poids et le module d'élasticité, (figure 3.6). En comparant les figures 3.7 et 3.6, il est net que les grandes pertes du poids observées dans les bétons conduisent à de grandes pertes de (E) et ce, sans variation dimensionnelle.

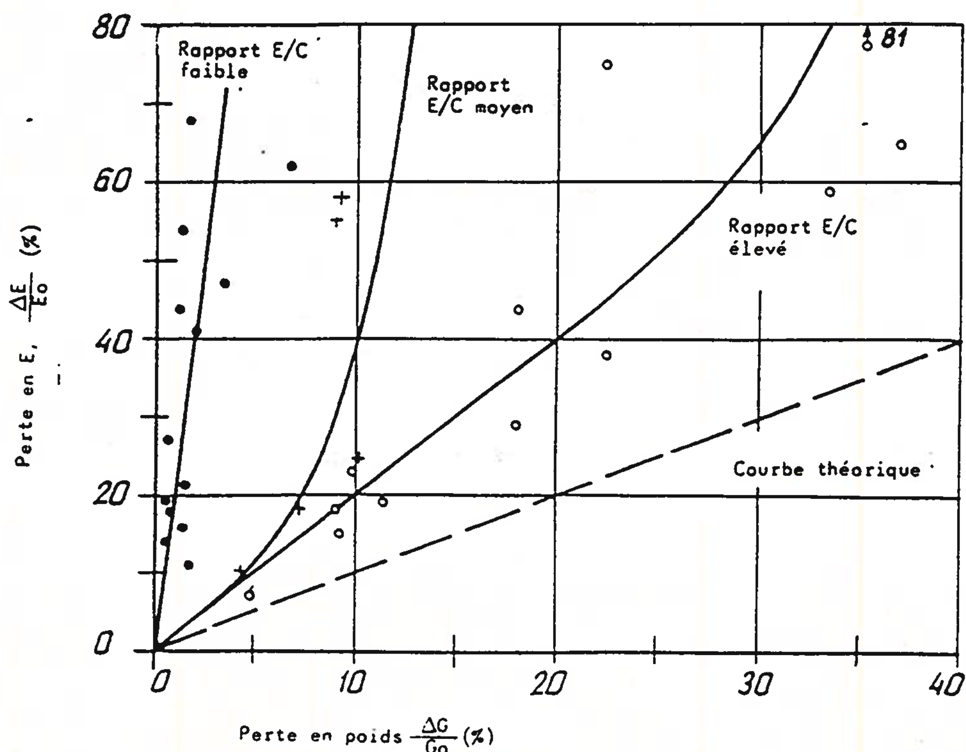


FIGURE 3.6 - RAPPORT ENTRE LA PERTE DU MODULE D'ELASTICITE ET LA PERTE EN POIDS 5 (VALEURS EXPERIMENTALES DE KLIGER (44)

Si l'échantillon après détérioration à les dimensions h x h x l, tandis que celles originales étaient de ho x ho x lo E_d peut être calculé à partir de la fréquence fondamentale de résonance (f) des éprouvettes soumis à des vibrations transversales

$$E_d = C \left(f \frac{I}{h}\right)^2 \frac{\rho}{g} \qquad (3.32)$$

Si la perte du poids est limité sur la surface de l'éprouvette et le module d'élasticité de coeur assumé égal de E_d original, nous avons :

$$\left(\frac{f}{fo}\right)^2 \alpha \left(\frac{h}{ho}\right)^2 \alpha \left(\frac{G}{Go}\right) \qquad (3.33)$$

Le rapport entre (E) et (f) est donné par l'équation 3.2 et le rapport entre (E) et la perte du poids, proposé par WARRIS (29) est :

$$\frac{\Delta E}{Eo} \cong K_4 \frac{\Delta G}{Go} \qquad (3.34)$$

avec : $G = \rho \; I \; h^2$

ou K_4 est un peu plus élevé que 1.

III.1.5. Rapport entre les variations dimensionnelles et pondérales

Les variations pondérales sont un moyen satisfaisant de suivi des altérations du béton de surface. En revanche, les variations dimensionnelles sont bien représentatives des endommagements internes, surtout si elles dépassent les contraintes de rupture.

Les altérations superficielles et internes sont deux genres d'endommagements indépendants. Ceci a été observé par BERGSTROM (34) . En effet, les modes opératoires d'essais de gel par gel-dégel donnent des résultats extrêmement différents sur les variations pondérales dans le cas de même béton.

POWERS (24) constate, ce qui est logique, que des

échantillons du béton de faible qualité sont détruits après seulement quelques cycles de gel-dégel, tandis que les éprouvettes du béton de bonne qualité ne sont détériorées que progressivement. Dans le groupe des bons bétons, il peut être fait des différenciations ; ainsi un échantillon de béton aéré avec un rapport élevé eau/ciment présente des pertes considérables de poids, avec gonflement et résistance faible, tandis qu'un échantillon de béton aéré mais avec un rapport eau/ciment réduit, se détériore sans perte de poids sensible mais la baisse des performances est importante.

La figure 3.6 présente un exemple des pertes de poids et de module d'élasticité après 300 cycles de gel-dégel dans l'eau (44).

Le rapport $\frac{\Delta E}{Eo} = \frac{\Delta G}{Go}$ entre la perte du module d'élasticité et la perte de poids augmente quand le rapport eau/ciment est élevé (34).

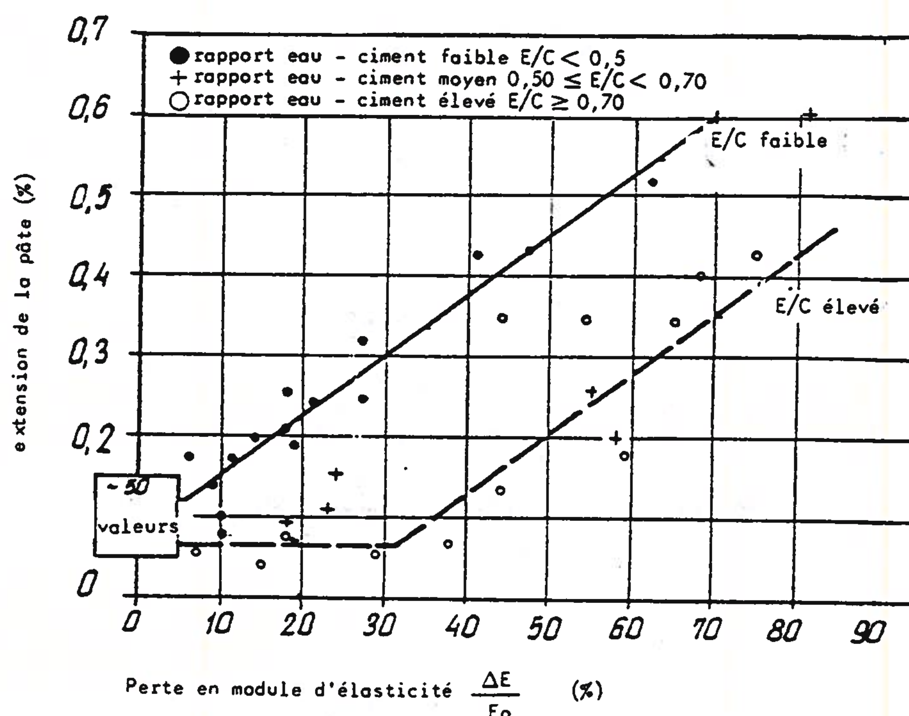


FIGURE 3.7 - RAPPORT ENTRE L'EXTENSION DE LA PATE ET PERTE EN MODULE D'ELASTICITE (VALEURS EXPERIMENTALES OBTENUES PAR KLIGER (44)

III.1.6. Variation du module d'élasticité dynamique

Les variations du module d'élasticité sont un moyen de suivi des altérations aussi bien externe qu'interne des bétons. Car même si le gel-dégel produit, seulement des pertes de poids limitées, le module d'élasticité dynamique est représentatif des détériorations internes (45).

Il doit être fixé une valeur de $\frac{\Delta E}{Eo}$ (ou $\frac{\Delta G}{Go}$ ou $\frac{\Delta \sigma f}{\Delta \sigma fo}$) que l'on considère comme représentative des altérations. Un critère logique pour estimer que les altérations internes ne sont pas dépassées, c'est lorsque la déformation à la rupture ne l'est pas non plus. Ceci peut se produire lorsque la chute du module d'élasticité n'est pas plus élevée que 0 (45). Les valeurs admises de perte dans (E) ne peuvent, cependant, compte tenu des dispersions expérimentales ne pas être considérer comme significatives si elles ne dépassent pas 5-10 % des valeurs d'origines. Une comparaison directe entre les étendues par le gel-dégel et les déformations à la rupture ne rencontrent aucune difficulté bien que la déformation à la rupture ne soit pas connue avec une précision suffisante. Les désordres internes ne sont pas, par conséquent, mis en évidence avant qu'ils atteignent une valeur correspondante à 10 % de la perte de (E).

Il pourrait être conçu une prise en compte d'un certain pourcentage de chute de résistance, mais pratiquement, aucune autorisation est admise pour la perte en résistance occasionné par le gel.

La résistance au gel est, en général, évaluée en fonction du nombre des cycles que le béton peut tenir sans subir aucune perte de résistance significative.

Il est à remarquer, toutefois, que la résistance en compression est peu sensible au gel | 22 |. WITHEY | 40 | montre qu'une diminution de résistance en traction de 40-50 % correspond à une diminution dans la résistance en compression d'environ 10 % seulement, ce qui fait que la résistance en compression est rarement utilisée pour une mesure de résistance au gel. Si (E) est réduit pour 10 %, la résistance en traction diminue d' environ 20 % et la résistance en compression d' environ 5 % | 46 |.

La figure 3.8 représente la variation du facteur de durabilité (module d'élasticité dynamique) et de la résistance en compression en fonction des teneurs en air et en eau.

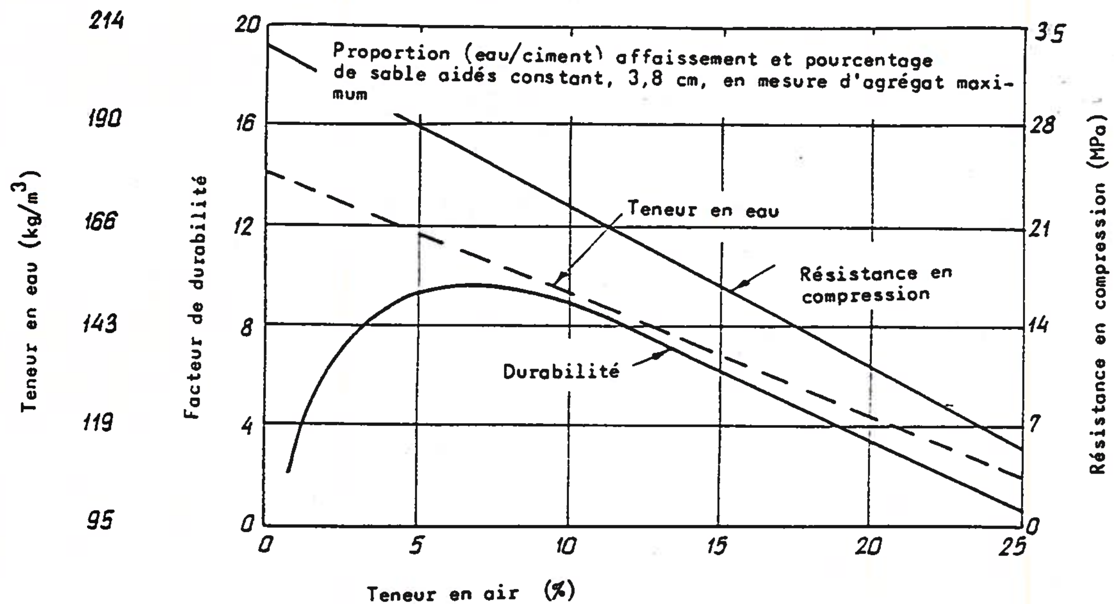


FIGURE 3.8 - INFLUENCE DE LA TENEUR EN AIR SUR LA DURABILITE, LA RESISTANCE en COMPRESSION ET LA TENEUR EN EAU DU BETON. LA DURABILITE AUGMENTE RAPIDEMENT JUSQU'A UN MAXIMUM POUR DIMINUER LORSQUE LA TENEUR EN AIR AUGMENTE LA RESISTANCE EN COMPRESSION ET LA TENEUR EN EAU DIMINUENT LORSQUE LA TENEUR D'AIR EST AUGMENTEE, (47)

III.2. Méthode d'essais du gel

III.2.1. Introduction

Les méthodes courantes pour une détermination de la résistance au gel du béton (ou quelques autres types de matériaux poreux) peuvent être partagés en trois groupes principaux :

A) Essais direct gel-dégel
B) Essais indirect des propriètés qui sont estimées être en relation avec la résistance au gel (résistances mécaniques, proportion E/C, absorption d'eau, distribution des vides d'air (facteur d'espacement) teneur en air....).
C) Combinaison d'un essai direct gel-dégel et un essai indirect (méthode du degré critique de saturation).

III.2.2. Essais directs gel-dégel

III.2.2.1. Principe et difficultés

L'essai direct gel-dégel du béton durci est normalisé dans de nombreux pays. Les essais sont effectués aussi bien sur des éprouvettes que sur des carottes extraites dans les structures.

L'influence de la méthode expérimentale est prépondérante quant aux résultats obtenus |3.9 |. Les méthodes doivent toutes être accélérées puisque la durée du service d'une structure est de 50 ans ou plus.

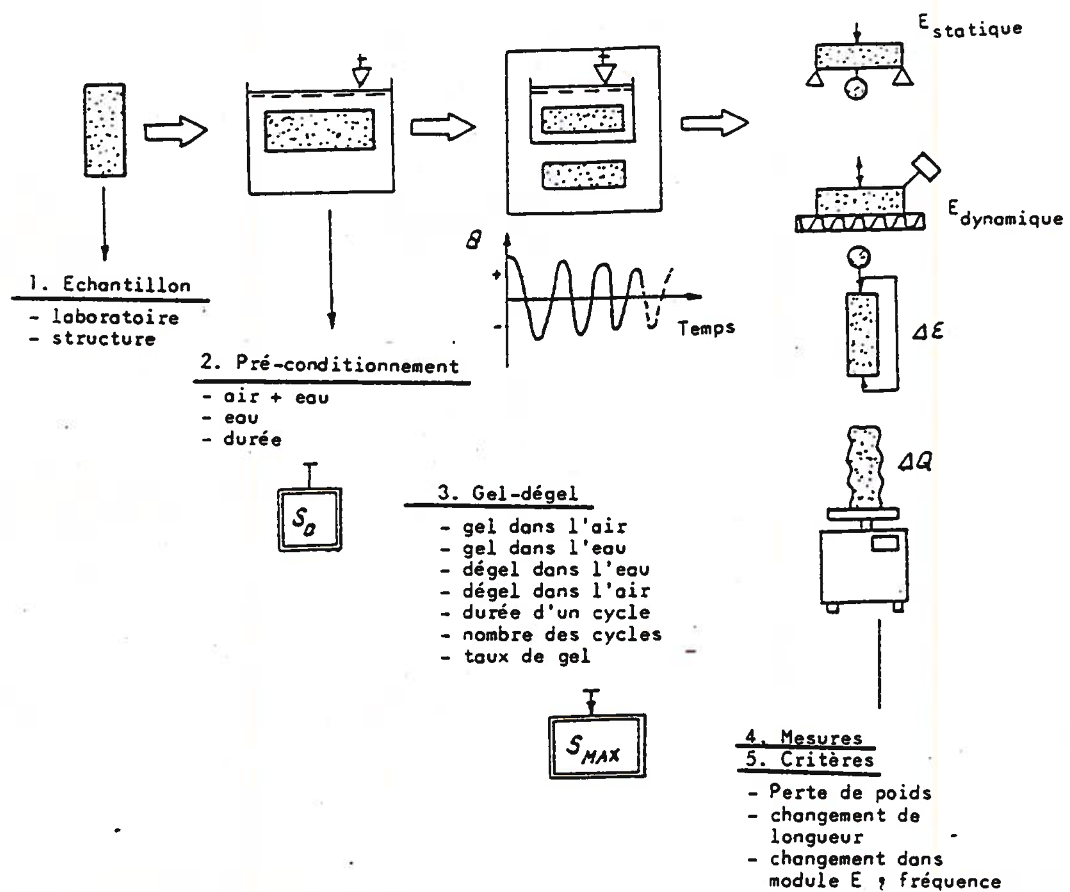


FIGURE 3.9 - PRINCIPALES VARIABLES DANS UN ESSAI CONVENTIONNEL GEL-DEGEL

L'interprétation des résultats, doit donc, tenir compte d'abord de la technique de l'essai. Un exemple pris, à partir de (48) est reproduit dans la figure 3.10. (essais de gel-dégel selon ASTM

Trois bétons différents furent essayés avec les quatre méthodes ASTM, mais le classement des trois bétons est le même dans les quatre méthodes.

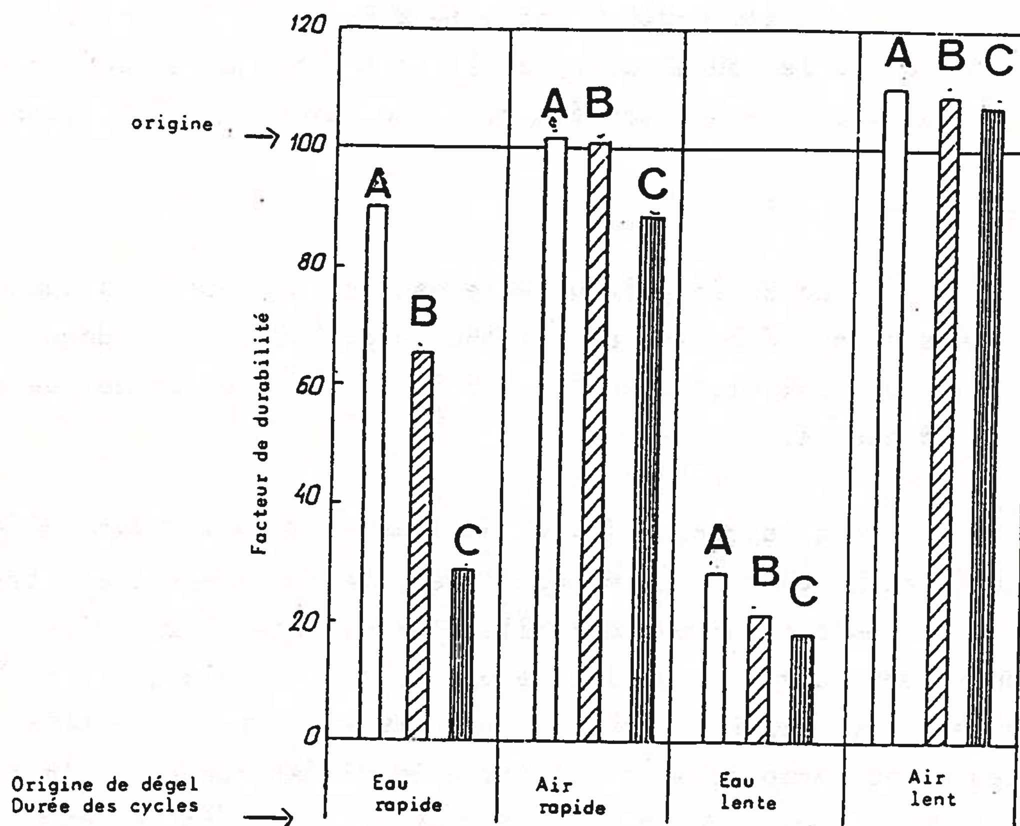


FIGURE 3.10 - ESSAI de GEL ASTM sur un MEME BETON, (48)

Les quatre méthodes standardisées par l'ASTM pour le gel-dégel sont :

1. Eau-rapide (ASTM C 290)

Les éprouvettes sont constamment dans l'eau. La température maximum est de + 4,5°C et la minimum de - 18°C. Un cycle est de 2 à 4 heures, et au moins 25 % d'un cycle correspond à une période de dégel.

2. Air-rapide (ASTM C 291)

Les éprouvettes sont gelées dans l'air et dégelées dans l'eau. Le cycle variant de + 4,5°C à - 18°C n'excède pas 4 heures avec 3 heures pour le gel au plus et 1 heure pour le dégel.

3. Eau-lent (ASTM C 292)

La température est de + 23°C à - 18°C. Les données de gel et celles du dégel du cycle sont chacune de 18-24 heures. L'éprouvette est entourée par l'eau durant le cycle complet.

4. Air-lent (ASTM C 293)

La durée gel du cycle est de 18 heures. La température baisse en 5-7 heures de + 4,5°C à -18°C. Durant le dégel, la température est élevée en 1,5 à 2 heures avec un palier de dégel de 6 heures.

Dans la figure (3.10) le béton A à la durabilité la plus élevée et le béton C la moins élevée. Selon la méthode (air-lent) tous les bétons ont une durabilité excellente alors qu'avec la méthode (eau-lent), tous les bétons sont de faible qualité. Nous verrons , au chapitre suivant, que les explications possibles à ces variations sont liées à la différence dans l'humidité. Dans la méthode (air lent), l'éprouvette est entourée par l'air durant 18 heures pour chaque cycle gel-dégel, mais, dans la méthode (eau-lent), l'éprouvette n'est jamais entourée par l'air.

Une analyse théorique de (WARRIS) (28) montre que tous les types d'endommagements (expansion interne, perte dans la cohésion interne et perte de poids à cause d'écaillages) peuvent être exprimés à partir du module dynamique (E) déterminé selon la fréquence fondamentale de la vibration transversale.

$$\frac{\Delta E}{Eo} = 1,5 \frac{\Delta G}{Go} + 135 \left(\frac{\epsilon}{P_p} - 0,075 \right) \qquad (3.35)$$

ou :

$\frac{\Delta E}{Eo}$ = variation relative du module E en %

$\frac{\Delta G}{Go}$ = variation relative du poids à cause de l'écaillage en %

ϵ = expansion en %

P = teneur en pâte de ciment dans le volume fractionnel

Le module dynamique (E) semble bien être le moyen de détection le plus performant pour tous les types de dommages. En particulier, parce qu'un changement dans le module (E) reflète bien un changement dans la résistance ($E = -10\ \%$ et correspond à $\Delta\sigma_c = -5\ \%$ et $\Delta\sigma_t = -20\ \%$)

D'après FAGERLUND (49) , les limites pour la détérioration acceptable, c'est à dire, la variation dans le module (E) doivent être jugées cas par cas et sont différentes selon les méthodes d'essai utilisées. Une réduction du module E inférieure à 5-10 % n'est généralement pas considèrée comme significative. La valeur de 10 % semble être une limite minimale pour déceler une altération dans les matériaux.

Les méthodes ASTM prévoient des essais de gel-dégel jusqu'à 300 cycles mais sont arrêtées lorsque le module d'élasticité dynamique est réduit à 60 % de sa valeur originale.

La durabilité est alors déterminée par le facteur de la durabilité défini par :

$$DF = 100\ P \frac{N}{M} \qquad (3.36)$$

ou :

P : pourcentage du module d'élasticité original
N : nombre de cycles auquel (P) atteint une valeur donnée minimum pour interrompre l'essai
M : nombre de cycles donnés auquel l'exposition doit être terminée.

III.2.2.2. Analyse des raisons sur lesquelles des essais différents ne conduisent pas aux mêmes conclusions.

La teneur en eau atteinte dans l'éprouvette durant les cycles gel-dégel semble être le facteur principal déterminant le résultat d'un essai traditionnel gel-dégel. Pratiquement, aucun dommage n'apparaît si le degré de saturation (qui dépasse 0,91) n'est pas atteint. Par contre, il suffit de très peu de cycle gel-dégel pour causer de sévères désordres une fois que la teneur en eau est au-dessus du niveau critique.

$$\text{Teneur en eau en \%} = \frac{\text{volume de l'eau incluse x100}}{\text{volume des vides}}$$

La teneur en eau maximum, $S_{max.}$, atteinte durant l'essai dépend de :

- Des conservations avant l'essai qui détermine la teneur en eau initiale
- L'absorption d'eau maximum ΔS durant l'essai
- La durée de cycle, le nombre total des cycles et le taux du gel.

Le nombre des cycles, en soit, n'est probablement pas la seule cause des altérations. Il est plus plausible d'imaginer que la teneur en eau augmente à chaque cycle et que les désordres arrivent lorsque le nombre de cycles est assez élevé pour que la teneur en eau interne soit dépassée.

L'effet pur du nombre des cycles peut être étudié dans un essai où les éprouvettes soient protègées contre les variations de teneur en eau interne. Le résultat d'une telle expérience sur mortier est montré dans la figure 3.11 (50) . Le module dynamique (E) par vibration transversale est déterminé après (1, 4, 10, 45 et 76 cycles).

Module dynamique

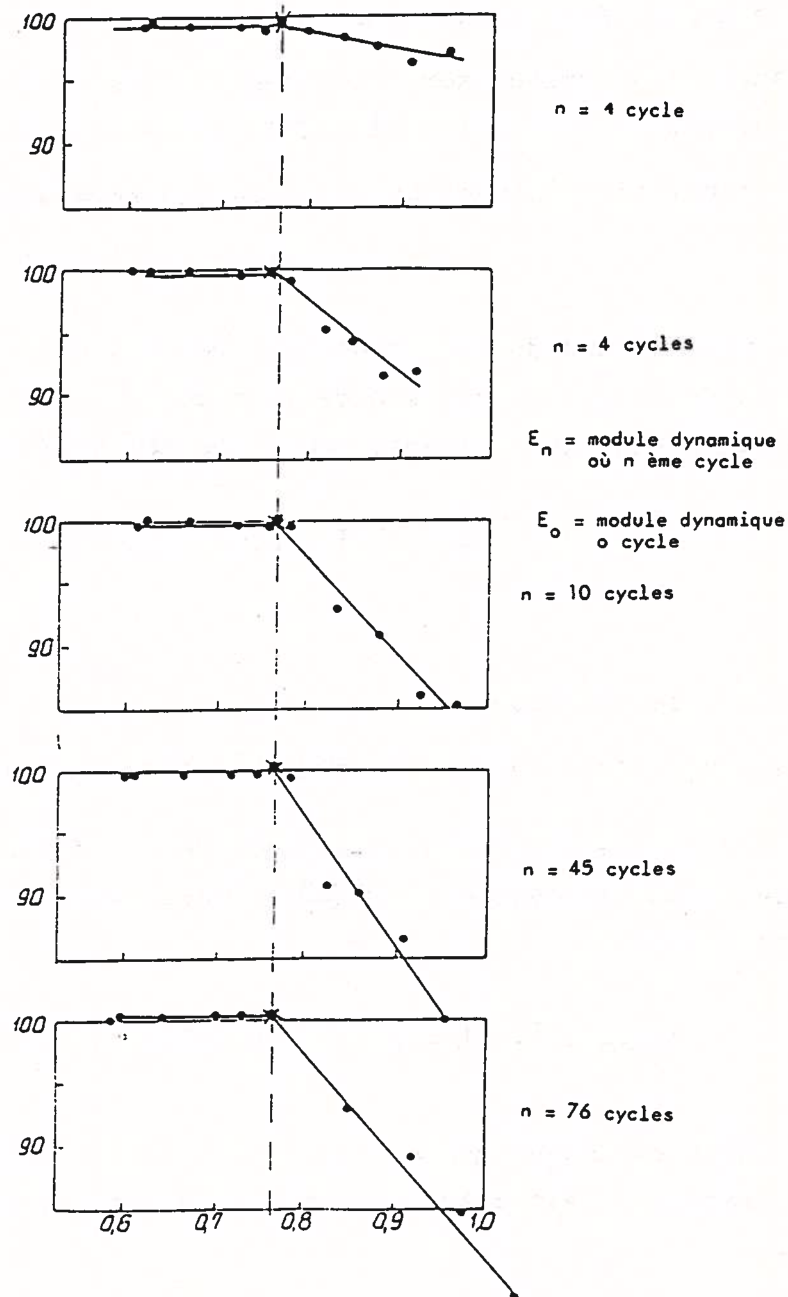


FIGURE 3.11 - INFLUENCE DU NOMBRE DE CYCLE GEL-DEGEL SUR LE MODULE DYNAMIQUE (E) DES EPROUVETTES DE MORTIER E/C = 0,40 PAS D'ENTRAINEMENT D'AIR (50)

Le point de brisure déterminé dans le diagramme $E = f(S)$ est pratiquement indépendant du nombre des cycles. Ainsi S_{CR} définit d'après le point de brisure, est le même pendant tout l'essai. La valeur S_{CR} peut être comparée à un point au-dessous duquel aucun endommagement n'arrive, même si le nombre des cycles gel-dégel est grand, au-dessus de S_{CR} les désordres augmente avec le nombre de cycles proportionnellement au degré de transgression de S_{CR} (51) .

Les raisons de ces phénomènes peuvent être recherchées dans la fatigue du béton. La résistance du béton à la fatigue peut être décrite par l'équation suivante proposée par JACOBSEN (52) :

$$R_n \cong R_1 (1 - 0,063 \log N) \qquad (3.37)$$

où :

R_1 : résistance statique

R_n : résistance après N cycles entre (0) MPa et (P_n) MPa.

Un nombre des cycles gel-dégel de vie d'une structure (50 ans) peut être estimé à environ 5 000 (53) . Nous avons, conformément à l'équation (3.37) :

$$R_{5000} = R_1 (1 - 0,063 \log 5\,000) = 0,77\ R_1$$

Même si chaque cycle est d'une extrême sévérité et qu'aucun remède ni protection n'est prévu durant les 50 ans, la fatigue est assez limitée.

III.2.3. Essais indirects

Les essais indirects peuvent permettre d'évaluer la durabilité des matériaux (54).

Il s'agit de déterminer deux caractéristiques propres de la structure du matériau.

1. La porosité qui exprime le pourcentage volumétrique des vides accessibles à l'eau. Elle est mesurée par imbition sous vide.
2. L'absorption d'eau (quantité d'eau absorbée en 48 heures par immersion qui est une caractéristique reflétant la dimension et la connexion des pores entre eux). Plus ces pores sont fins, plus la quantité d'eau absorbée est importante. FAGERLUND (49) cite une méthode indirecte basée sur la mesure d'un "facteur d'espacement" et la teneur en air pour déterminer la résistance au gel. La méthode n'est, cependant, pas totalement satisfaisante car :

a) Le facteur d'espacement est déterminé par séchage et tous les vides d'air sont inclus. En réalité, de nombreux pores ne sont remplis que partiellement avec l'eau durant le gel et, de ce fait, ils sont sans activité. Ainsi, le facteur d'espacement critique est considérablement plus élevé que celui mesuré.

b) Le facteur d'espacement est acceptable lorsque :

- tous les systèmes des vides d'air ont exactement la même forme.
- l'absorption d'eau, dans les vides d'air, durant le gel-dégel est indépendante de la méthode de mesure gel-dégel.
- le rapport E/C n'affecte pas l'absorption par les vides d'air durant l'essai.

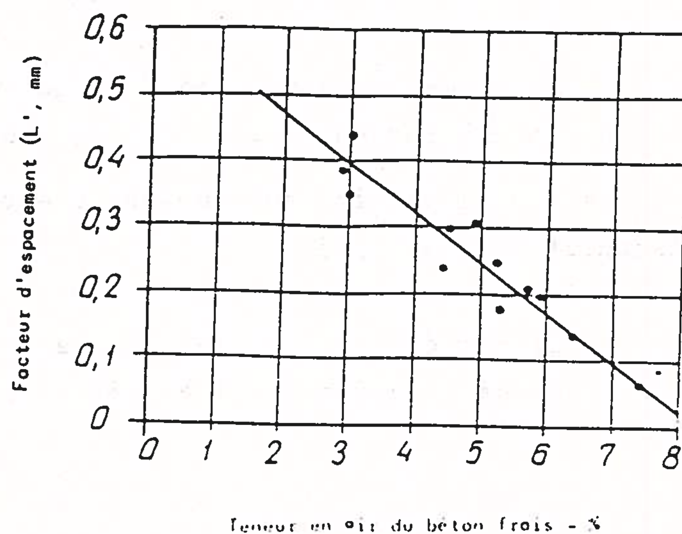


FIGURE 3.12 - RELATION ENTRE LA TENEUR EN AIR ET LE FACTEUR D'ESPACEMENT (55)

III.2.4. Essais indirects combinés gel-dégel (la méthode de S_{CR}

III.2.4.1. Principe

Le degré critique de saturation est détaillé par POWERS (56), c'est la combinaison de deux essais séparés :

a) un essai direct gel-dégel dont le but est de déterminer le degré critique de saturation, S_{CR}, du béton.

b) un essai indirect qui vise à une détermination de l'absorption d'eau maximum S_{ACT}, atteint dans le béton.

La résistance au gel (F) est déterminée comme la différence entre ces deux quantités.

$$\text{Degré de résistance au gel (F)} = S_{CR} - S_{ACT} \qquad (3.38)$$

La tenue au gel d'un matériau est fonction des propriètés de ce matériau (résistance, déformabilité, paramétrie, porosité, conditions climatiques, nombre des cycles de gel, température minimale, vitesse d'abaissement de la température, précipitations, degré d'humidité relative dans l'air... etc...) et des conditions de milieu. Par conséquent, s'il est possible d'exprimer quantitativement les propriétés des matériaux en fonction des conditions ambiantes, il est possible de calculer la résistance au gel. (56).

La "composante material" de la résistance au gel est le degré critique de saturation, S_{CR}. C'est le plus haut degré de saturation qui puisse être atteint sur une éprouvette en cours de gel, sans qu'une détérioration n'est lieu.

Le degré de saturation (S) peut être défini de différentes façons. La loi traduisant cette définition est :

$$S = \frac{E_c}{E_c + a} \qquad (2.2)$$

La fraction des pores remplis d'eau est fonction des conditions d'humidité.

$$Se = \frac{E_e}{P} \qquad o \leqslant Se \leqslant 1 \qquad (3.39)$$

Pour des raisons pratiques, il est plus préférable d'abandonner le concept de degré de saturation au profit du pourcentage d'humidité U :

$$U = \frac{Q_{Ee}}{Qsec} \times 100 \text{ (\% rapport au poids)} \qquad (3.40)$$

avec :

E_c : eau congelable pour une certaine température (m^3/m^3 du matériau)
E_e : eau évaporable (m^3/m^3 du matériau)
a : teneur en air (m^3/m^3 du matériau)
P : porosité ouverte (m^3/m^3 de matériau)
S : degré de saturation au gel selon l'équation (2.2)
S_e : degré de saturation au gel selon l'équation (3.39)
Q_{Ee} : poids d'eau évaporable (kg)
Qsec : poids de matériau sec (kg)
U : pourcentage d'humidité (en % par rapport au poids)

La définition de résistance au gel sur l'équation (2.2) est applicable à tous les matériaux, quelle que soit leur densité , porosité et la quantité d'eau non congelable. En outre, la teneur de l'eau non congelable exprimée par une fraction du volume global des pores est généralement la même pour de nombreux matériaux (56)
Dans ce cas, la résistance au gel (F) est exprimée par :

$$F_e = S_{eCR} - S_{eACT} \qquad (3.41)$$

L'équation, exprimée en pourcentage d'humidité est :

$$F_u = F_e = \frac{U_{CR} - U_{ACT}}{U_o} \qquad (3.42)$$

ou :

U_o : pourcentage d'humidité en saturation complète.

Une comparaison de la résistance au gel des deux matériaux A et B peut être effectuée de la manière suivante :

$$\frac{F_A}{F_B} = \frac{(S_{CR})_A - (S_{ACT})_A}{(S_{CR})_B - (S_{ACT})_B}$$

Lorsque la condition d'humidité, conformément à l'équation est retenue, la comparaison de la résistance au gel devient :

$$\frac{F_A}{F_B} = \frac{\left[(S_{eCR})_A - (S_{eACT})_A\right]\left[1 - K_B\right]}{\left[(S_{eCR})_B - (S_{eACT})_B\right]\left[1 - K_A\right]} \qquad (3.43)$$

ou K est défini :

$$K = \frac{E_{nc}}{P_p} \qquad (3.44)$$

ou :

E_{nc} : eau non congelable à une certaine température (m^3/m^3 du matériau).

Les trois expressions exprimant le taux d'humidité dépendent l'une de l'autre, ainsi que l'indiquent les équations suivantes

$$S = \frac{S_e - K}{1 - K}$$

$$S_{\circ} = \frac{\gamma \cdot U}{10^5 \cdot P_p (1 - K)} - \frac{K}{1 - K} \qquad (3.46)$$

Par conséquent, cette méthode d'essai est divisée en deux parties différentes :

(1) : Détermination du degré critique de saturation
(2) : Détermination du degré réel de saturation.

En conséquence, le problème pour déterminer la résistance au gel est également divisé en deux parties, dépendant :

(1) : des propriétés du matériau
(2) : des propriétés de l'environnement.

III.2.4.2. Aspects pratiques

Théoriquement, la valeur de S_{CR} défini l'objectif principal relatif à un essai de résistance au gel, mais il y a quelques difficultés pratiques pour appliquer cette méthode théorique.

a. Le béton est supposé être homogène. S_{CR} et S_{ACT} représentent les volumes de toutes les éprouvettes, mais en réalité, il y a une hétérogénéité dans les éprouvettes. Ainsi, la résistance au gel calculée ($F = S_{CR} - S_{ACT}$) peut être non représentative pour certaines parties de l'éprouvette, la surface par exemple.

b. La résistance au gel, selon l'équation (2.2) est valable uniquement pour des matériaux avec $S_{CR} < 1$, c'est-à-dire, pour les matériaux de construction classique. Un matériau qui a seulement quelques pourcentages des pores remplis d'eau congelable à $S_{CR} = 1$, donc l'étendue lors de

la déformation est trop petite pour générer un endommagement. Si, par ailleurs, S_{ACT} = 1,0, la résistance au gel, d'après l'équation 2.2 est de (0) or, en fait, ce matériau peut être très résistant au gel.

Un autre exemple d'impossibilité existe ; lorsqu'un matériau a des pores très petits, l'eau ne peut pas geler à une température normale ; dans ce cas, S_{CR} = 1,0 et S_{ACT} = 1,0 car les pores sont remplis de condensation capillaire.

Par conséquent, la résistance au gel est de (0), suivant l'équation (2.2). Toutefois, dans ces deux cas, extrêmement rares, S_{CR} est considéré comme supérieur à (1,0), bien que cela n'est pas de sens théorique et la résistance au gel est supérieure à 0 avec une valeur absolue inconnue.

III.3. Degré critique de saturation

Il est possible d'obtenir des informations concernant les relations entre la structure des matériaux et la résistance au gel, en analysant l'influence des propriétés du matériau sur la valeur de S_{CR} et S_{ACT} [57].

III.3.1. Influence des propriétés du matériau sur le degré critique de saturation

La théorie de la pression hydraulique (théorie de POWERS) (25) est basée sur l'existence des distances critiques lors de la congélation. Cette distance critique est l'épaisseur de la couche du matériau la plus épaisse, qui n'est pas détériorée par le gel, même si elle est complètement saturée d'eau.

L'épaisseur critique est exprimée par

$$D_{CR} = \sqrt{\frac{8\,\sigma_B \cdot B}{0,09\ \bar{E}_c\ \frac{dB}{dt}}} \qquad (3.47)$$

ou :

σ_B : contrainte de rupture (N/mm2)

B : coefficient de perméabilité

E_c : eau congelable lorsque la saturation est complète (m3/m3 du matériau)

$\frac{d_B}{dt}$: vitesse de formation de la glace (m3/m3 de matériau).

Si seule, une partie du matériau est saturée d'eau, alors que globalement l'éprouvette n'est pas saturée, l'équation (3.47) prend la forme suivante :

$$D_{CR} = \sqrt{\frac{8 \sigma_B \cdot B \left[1 - P (1 - Se)\right]}{0,09 \cdot E_{cb} \cdot \frac{dB}{dt}}} \qquad (3.48)$$

ou :

E_{cb}: eau congelable à température la plus basse (m3/m3 du matériau)

Dans cette théorie, la perméabilité (B) est constante, mais ceci est erroné. Dans le cas des matériaux ayant une petite partie d'eau non congelable, la perméabilité à basse température est extrêmement réduite car la glace remplie et bloque les pores.

Une autre distance critique, est l'épaisseur décisive de la paroi d'un matériau sphérique saturé, entourant un pore rempli d'air. Cette épaisseur est la même que le facteur d'espacement de POWERS ($\bar{L}$). Le rapport entre les deux distances critiques est selon WARRIS (28) :

$$D_{CR}^2 = \frac{8}{3} \left[\frac{\bar{L}^3_{CR}}{3} + \frac{3 \ \bar{L}^2_{CR}}{2}\right] \qquad (3.49)$$

Le rayon critique du matériel sphérique gelant R_{CR} est relié à D_{CR} par l'équation

$$R_{CR} = D_{CR} \ \frac{\sqrt{3}}{2} \qquad (3.50)$$

WARRIS (28) rappelle, le cas très important, où un front de glace se propage à l'intérieur du matériau. Le surplus d'eau créé, lors de la formation de glace est refoulé, uniquement vers l'intérieur de l'échantillon et donne naissance, à une pression hydraulique.

Le degré critique de saturation est une conséquence logique de l'existence de la distance cruciale.

La difficulté pour trouver une expression théorique à S_{CR} se résume à rechercher une relation géométrique entre la distance et le degré de saturation.

Une équation générale, pour S_{CR} est selon WARRIS (28)

$$S_{CR} = 1 - \frac{a_{CR}}{P_p(1 - k)} \qquad (3.51)$$

ou :

a_{CR} : la teneur en air critique (m3/m3 de matériau), est reliée à la distance entre les pores sphériques remplis d'air.

WARRIS(28) a montré que les pores ont un volume arbitraire

$$a_{CR} = \frac{1}{1 + \alpha_{CR} \cdot \frac{D_{CR}}{2}} \qquad (3.52)$$

ou :

α : surface spécifique des pores remplis d'air (mm^2/mm^3)

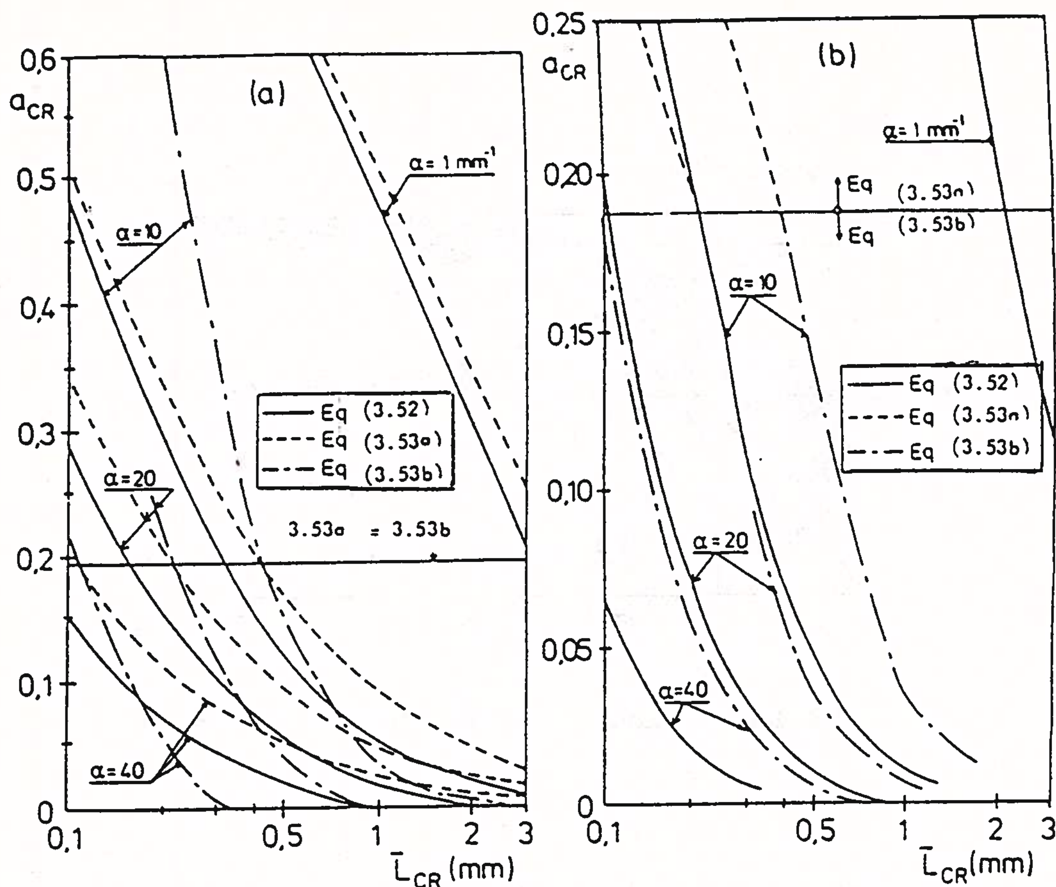


FIGURE 3.13 - RELATIONS DIFFERENTES ENTRE LA DISTANCE CRITIQUE ET LA TENEUR EN AIR CRITIQUE (45)

Les expressions de POWERS (25) pour a_{CR}

$$a_{CR} = \frac{1}{1 + \alpha_{CR} \cdot \bar{L}_{CR}} \qquad \text{pour } a_{CR} \geq 0{,}188 \qquad (3.53a)$$

$$a_{CR} = \frac{1}{0{,}364 \left(1 + \frac{\alpha CR \cdot \bar{L}_{CR}}{3}\right)^3} \qquad \text{pour } a_{CR} \leq 0{,}188 \qquad (3.53b)$$

Introduisons l'équation (3.52), (3.53a) dans (3.51), on obtient :

$$S_{CR} = 1 - \frac{1}{\left(1 + \alpha \cdot \frac{D_{CR}}{2}\right) P_p (1 - K)} \qquad (3.54)$$

ou :

$$S_{CR} = 1 - \frac{1}{(1 + \alpha \bar{L}_{CR}) P_p (1 - K)} \qquad (3.55)$$

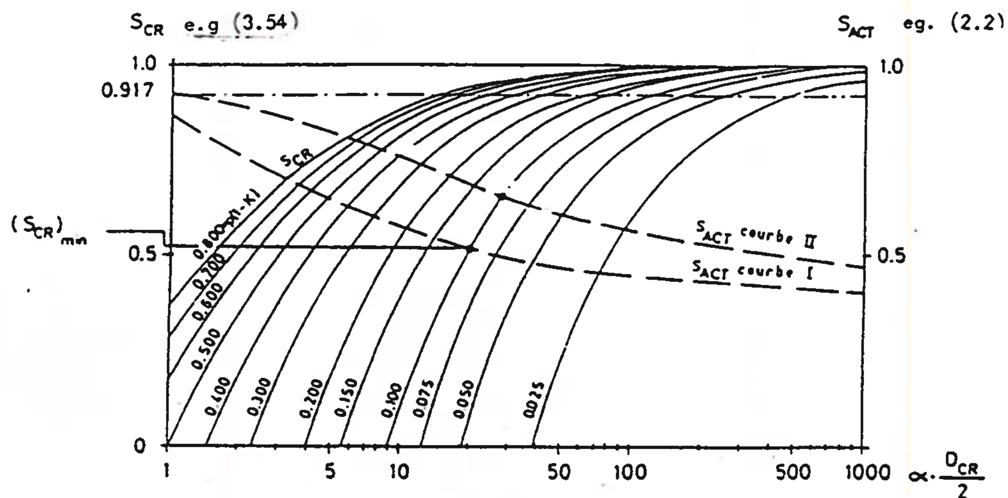


FIGURE 3.14 - CALCUL DE S_{CR} A PARTIR DE L'EQUATION (3.54) (57)

Introduisons les équations (3.54) et (3.55) qui rendent possible l'expression de S_{CR} dans les propriétés des matériaux.

$$S_{CR} = 1 - \frac{1}{1 + \alpha \sqrt{\dfrac{2\sigma_f' \; . \; B \; [1 - P_p(1 - Se)]}{0{,}09 \; . \; E_c \dfrac{d_B}{dt}}} \; P \;\; (1 - k)} \qquad (3.56)$$

Toutefois, S_{CR} ne peut pas être calculé à partir des équations (3.53a) et (3.53b) car nous ne connaissons pas la surface spécifique (α) des pores remplis d'air. La validité des équations est limitée par la condition suivante, basée sur la ductilité du matériau (22)

$$S_{CR} \leqslant 0{,}917 + \frac{\epsilon_{BR} \quad 3\,(1 - 2\,\nu)}{1{,}09 \; P_p\,(1 - k)} \qquad (2.5)$$

ou :

ϵ_{BR} : déformation à la rupture

ν : coefficient de Poisson

k : fraction d'eau non congelée lorsque S = 1, $k = \frac{E_{nc}}{P_p}$

E_{nc} : eau non congelable à une certaine température

La surface spécifique (α) dans l'équation (3.56), des pores remplis d'air est une des propriétés les plus importantes déterminant S_{CR}. Si les pores remplis d'air sont très petits, la valeur de S_{CR} est élevée et ce, avec des propriétés constantes du matériau. Pourtant l'effet positif, souvent prouvé concernant la résistance au gel d'une diminution de la grandeur des bulles d'air dans le béton, est probablement un résultat de l'augmentation de la valeur de S_{CR} en même temps que S_{ACT} reste constant, si la teneur en air en résulte la même chose.

Pour un béton non aéré, les pores sont gros et se trouvent si éloignés les uns des autres, qu'ils ne jouent pas un rôle de récipient $\bar{L} > \bar{L}_{CR}$ D'autre part, les pores capillaires sont très petits ($< 0,1\ \mu$). Donc leurs surfaces spécifiques sont très élevées ($\alpha > 6\ 000\ mm^{-1}$. Par conséquent, S_{CR} du matériau est déterminé par la condition $S_{CR} = 0,917$.

III.3.2. Influence des propriétés du matériau sur le degré actuel de saturation

Le taux de captage d'eau, de même que la vitesse du séchage, augmente quand le rayon des pores s'agrandit (57)

Pour un matériau avec des pores tubulaires de différente grandeur, le degré de saturation à une profondeur critique $\frac{D_{CR}}{2}$ sur la surface est :

$$S_e = \frac{2}{P.D_{CR}} \quad \sum_n \left\{ P_n \sqrt{\frac{T \cdot r_n \cdot \sigma_{LG} \cdot \cos\theta}{2 \cdot \mu}} \right\} = \frac{13,0}{D_{CR}} \sqrt{T \cdot r} \quad (3.57$$

ou :

P_n : est la quantité de pores d'une certaine grandeur

r : est le rayon moyen des pores

t : temps (seconde)

$\sigma_{L,G}$: tension superficielle, liquide ou gaz (N/m)

θ : température (C)

μ : viscosité (NS/m2)

Nous avons signalé que les plus gros pores sont remplis, en priorité, mais ils laissent s'échapper très rapidement l'eau vers des pores plus petits. Par la suite, ils ne sont pas remplis d'eau avant que tous les pores plus petits environnants ne soient eux-mêmes remplis. Si les gros pores, ont une forme telle, et qu'ils soient uniquement entourés de petits pores (comme les pores d'air dans la pâte de ciment), ils ne sont pas remplis, à nouveau, avant que l'air ne passe vers les pores environnants, emplis d'eau. En réalité, ces pores sont étanches. La pression nécessaire est inversement proportionnelle au rayon des pores environnants. (57)

$$P = \frac{2 \quad \sigma_{L,G}}{r} \cos\theta_h \qquad (3.58)$$

ou :

P : pression (N/m2)

θ_h: angle de contact d'humidité.

Le remplissage des pores par l'eau, selon l'équation (3.58) à une importance pratique très grande, pour le béton léger. Même, si les granulats légers ont une durabilité défectueuse (leur $S_{CR} < S_{ACT}$) ils peuvent être utilisés comme granulats dans un béton durable, étant donné que les pores sont bloqués par la pâte de ciment et ils ne peuvent pas être remplis, à nouveau, quand ils sont secs.

III.3.3. Comparaison entre la détérioration du gel in situ et en laboratoire

C'est toujours un travail délicat de relier les résultats du laboratoire à la réalité, et la résistance au gel n'y échappe pas. Ce problème, n'est pas détaillé ici, seules, quelques interrogations sont indiquées.

La méthode au gel du laboratoire influence-t-elle le béton de la même manière que l'exposition naturelle ? En principe, la réponse est affirmative car le gel se produit de la même manière, mais la saturation de l'eau et le taux du gel varient beaucoup dans la nature et une similitude absolue ne peut pas être obtenue.

Il est souvent fait état que, si un béton dans le laboratoire à un comportement différent d'un autre, cette différence se reproduira dans la nature. C'est probablement, à priori, vrai. Cependant, la méthode de laboratoire peut être si sévère que des bétons, qui ne sont pas endommagés dans la pratique, peuvent être détruits pour, seulement, quelques cycles en laboratoire et les différences, en eux, observées dans le laboratoire sont sans conséquence dans la pratique.

III.4. Structure du béton durci

III.4.1. Porosité

La plupart des corps solides naturels, ont une porosité interne. Elle représente le volume, qui n'est pas occupé par la matière. Il est difficile de donner une définition plus exacte car la plupart des corps solides et poreux ont des pores dont la forme est très complexe et d'importances variables. La dimension de ces pores est difficile à déterminer. La porosité dans le béton, se rencontre sous deux formes :

- la porosité fermée :

Il s'agit des pores qui ne communiquent pas entre eux ni avec l'extérieur. Dans un béton, elle est principalement formée par une partie de la porosité des granulats et par l'air occlus dans le mortier.

- la porosité ouverte :

Dans le cas ou les pores communiquent entre eux et avec l'ambiance extérieur au béton, la porosité ouverte est formée par une partie de la porosité des granulats et par les micro-canaux laissés par le départ d'une partie de l'eau de gâchage du béton et par l'eau non combinée.

La porosité ouverte est, bien entendu, celle qui influe plus ou moins la gélivité du béton, la perméabilité, le retrait hydraulique. La somme des deux porosité constitue, la porosité "totale" ou "effective".

En général, lorsque les pores d'un matériau sont complétement isolés de l'extérieur et ne sont pas saturés, il n'est plus question d'altérabilité puisque l'accès de l'eau aux pores est, en général, une condition indispensable à l'apparition des désordres. D'autres propriétés, telles que la densité et la résistance sont naturellement influencées, aussi bien par la porosité ouverte que par la porosité fermée.

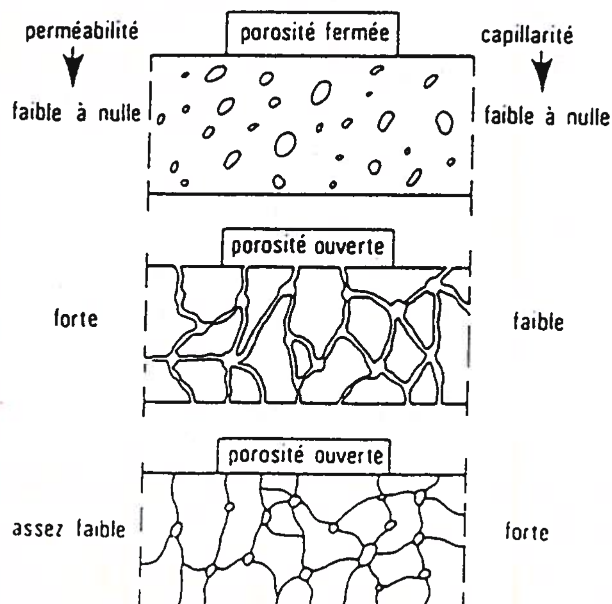


FIGURE 3.15 - SCHEMA DES PRINCIPALES STRUCTURES D'UN MATERIAU POREUX (58)

Les porosités des granulats du béton, influencent le comportement de celui-ci, pour l'une des raisons suivantes ou à cause de plusieurs d'entres elles :

- le volume des pores influe directement sur la masse volumique apparente.
- la présence des pores permet l'entrée et la rétention de l'eau ou de solutions aggressives.

Les effets du premier processus sont évident mais l'influence sur la densité à un caractére uniquement indirect, liés aux résistances du mélange et dans quelques autres cas spéciaux, parmi lesquels, le béton léger est l'un des plus représentatif.

La quantité d'eau absorbée par les granulats légers doit être prise en considération car les conséquences sont importantes.

La porosité accessible à l'eau, est le quotient du volume des pores accessible à l'eau (V_v) par le volume apparent de l'éprouvette (V_A).

$$P \text{ en } \% = \frac{V_v}{V_A} \tag{3.59}$$

Si le système des vides est partiellement rempli par l'eau et par l'air, le volume des vides est la somme $V_E + V_a$, en utilisant e et a pour les dénominations de l'eau et de l'air, respectivement.

Le degré de saturation (S) est le remplissage relatif du volume des vides par l'eau.

$$V_v = V_E + V_a \tag{3.60}$$

$$S = \frac{V_E}{V_v} \tag{3.61}$$

La porosité ouverte peut être obtenue expérimentalement et en appliquant la formule suivante :

$$P \text{ en } \% = 100 \times \frac{M_3 - M_1}{M_3 - M_2} \qquad (3.62)$$

avec :

M_1 : masse de l'éprouvette sèche

M_2 : masse de l'éprouvette saturée d'eau sous vide, pesée dans l'eau

M_3 : masse de l'éprouvette saturée d'eau sous vide, pesée à l'air

volume apparent = $M_3 - M_2$

volume imperméable = $M_1 - M_2$

III.4.1.1. Mode opératoire

Après la dessiccation, jusqu'à masse constante (M_1), les éprouvettes sont placées dans une enceinte où le vide est réalisé pendant 24 heures, de façon à éliminer l'air contenu dans les pores. Ensuite, l'enceinte est remplie d'eau, le vide étant maintenu pendant l'introduction de l'eau durant 24 heures. Elles sont, ensuite, immergées pendant 24 heures à la pression atmosphérique. Une pesée hydrostatique permet de déterminer (M_2) et après un essayage superficiel, l'échantillon saturé, est pesé à l'air (M_3).

III.4.1.2. Autres caractéristiques déterminées par cet essai

- Mesure de la masse volumique réelle

La masse volumique réelle (masse volumique de la matière imperméable) est le quotient de la masse par le volume imperméable de l'éprouvette.

Elle est définie par l'expression :

$$M.V.R = \frac{M_1}{M_1 - M_2} \times 10^3 \text{ (kg/m3)} \qquad (3.63)$$

- Mesure de la masse volumique apparente

La masse volumique apparente est le quotient de la masse et du volume apparent de l'éprouvette.

Elle s'exprime par la relation :

$$M.V.A. = \frac{M_1}{M_3 - M_2} \times 10^3 \ (kg/m3) \qquad (3.64)$$

III.4.2. Influence de porosité sur la résistance du béton

III.4.2.1. Relation entre la résistance et la teneur en air

Il a été mainte fois montré que la résistance du béton diminue lorsque sa teneur en air augmente (59).

L'ordre de grandeur numérique du phénomène est une réduction d'environ 5 % de la résistance à l'air libre avec chaque pourcentage d'air ajouté (60 , 61).

Plus généralement, la résistance en compression, en fonction de la teneur en air est donnée par la formule suivante : (59)

$$\sigma_c = 10^{-0,035\,a} \qquad (3.65a)$$

$$\sigma_c = \frac{1}{1,084^a} = \frac{1}{3150^{0,01\,a}} \qquad (3.65b)$$

où : σ_c : résistance en compression relative du béton quand la résistance à l'air libre est l'unité

a : teneur en air du béton, en pourcentage

On constate que la forme de ces équations est la même que la formule d'ABRAMS (équation 3.67) relative à la résistance du béton en fonction du rapport eau/ciment.

Les pores réduisent la résistance, non seulement par réduction de la section portante effective mais également par réactions de concentrations des tensions(62, 63) la forme des pores influence peut être aussi, la résistance du béton.

La teneur en air qui résulte de la prise du béton se présente sous une forme irrégulière, contrairement à l'air entraîné qui forme de nombreuses bulles régulières. Par conséquent, on pourrait s'attendre à ce que l'air entraîné réduise moins la résistance du béton que la même quantité d'air non entraîné.

Les effets combinés de l'air entraîné et de l'air non entraîné sur la résistance en compression relative f_{cr} du béton sont exprimés comme suit :

$$\sigma_c = 10^{-b_1 a_1 - b_2 a_2} \qquad (3.66)$$

ou :

a_1 et a_2 : respectivement teneur en air non entraîné et teneur d'air entraîné (en %).

b_1 et b_2 : facteurs empiriques

Une autre constatation importante, tient au fait que la teneur en air a relativement moins d'effet sur les résistances en flexion et de traction que sur la résistance en compression. Les résultats expérimentaux, obtenus par KAPLAN (64) présentés sur la figure 3.16 illustrent ce phénomène.

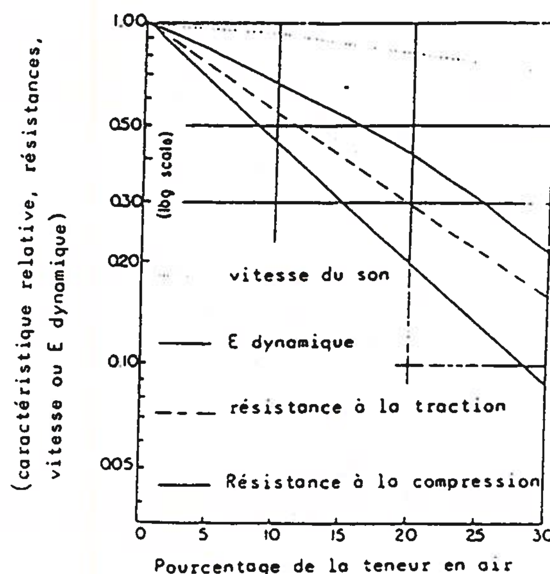


FIGURE 3.16 - ETAT RELATIF DE LA TENEUR EN AIR SUR LES DIFFERENTES RESISTANCES CARACTERISTIQUES DU BETON SELON (64)

III.4.2.2. Influence de la porosité de la pâte de ciment sur sa résistance

La porosité d'une pâte de ciment durci (ou celle d'un béton durci) est fonction de plusieurs facteurs en plus de la teneur en air. Avec un compactage approprié et une conservation humide, la porosité des pâtes durcies augmente en relation avec le rapport eau/ciment et diminue avec l'hydratation, quel que soit l'âge.

Il en résulte :

a) qu'un changement dans le rapport eau/ciment affecte la résistance en flexion et de traction d'un béton, relativement moins que sa résistance en compression.

b) que la période de croissance des résistances en flexion et de traction avec l'âge est plus brève que celle de la résistance en compression, c'est à dire, que la sensibilité des résistances à la traction et de flexion aux evolutions du rapport eau/ciment est considérablement moindre, à chaque âge que pour la résistance en compression.

La relation entre la résistance du béton et le rapport eau/ciment a été développée, empiriquement, par ABRAMS.

$$\sigma_c = \frac{K_1}{K_2^{E/C}} \qquad (3.67)$$

ou :

σ_c : résistance du béton.

K_1 et K_2 : facteurs empiriques, qui sont indépendants de la résistance et du rapport eau/ciment, mais qui doivent dépendre des matériaux utilisés, méthodes de fabrication, de conservation, de la forme de l'éprouvette, du type de résistance et de l'âge...

On a déjà signalé que la forme de formule d'ABRAMS est la même que les équations (3.65a et b). Un changement dans le rapport eau/ciment affecte la résistance du béton à travers un changement dans la porosité de la pâte du ciment durci : car lorsque le rapport eau/ciment est le plus bas, la quantité relative des solides est plus élevée.

III.4.2.3. Rupture sous conditions de chargement varié

Il est plausible d'estimer que le mécanisme de rupture du béton est similaire à celui proposé par GRIFFITH pour les verres (62). L'hypothèse de base de cette théorie est que les pores, vides, fissures, existant, etc... appelés "soufflure de front" dans une éprouvette chargée agissent comme des points de concentrations de tension en traction. Quand la concentration de tension à l'extrémité d'une soufflure de front excède une certaine valeur, une fissure se propage, et crée donc, une nouvelle surface de concentration. Ceci signifie que le travail de déformation de l'éprouvette est transformé en énergie de surface, et, donc que, les tensions doivent être déchargées dans l'éprouvette.

Par conséquent, l'énergie à tendance de créer une nouvelle surface par augmentation de fissure (65). Une longueur de fissure initiale de (a_o) commencera à croître sous une tension de (σ_o), mais elle s'arrêtera à une longueur (a_1), à cause de l'augmentation dans l'énergie demandée. La tension doit être augmentée à une valeur (σ_1) pour que la fissure puisse continuer à progresser pour une nouvelle longueur (a_2). Les expérimentations indiquent que, durant ces évolutions de tension, une contrainte σ inférieure à σ_1 est habituellement suffisante pour occasionner la naissance d'une autre fissure. Ainsi, la fissure ne se propage pas comme une seule fissure mais plutôt comme un réseau de micro-fissures, ce qui est favorable à la résistance du matériau. La propagation de fissure continue jusqu'à ce que la plus grande fissure atteigne une certaine dimension critique (a_{cr}).

Cette partie de la théorie, s'appelle : la propagation de "fissuration lente". Au-delà de ce point critique, l'énergie demandée pour créer des nouvelles surfaces est moindre que le travail d'énergie existant ; par conséquent, la fissure augmentera, maintenant spontanément, avec l'augmentation de la vitesse, jusqu'à ce que la rupture de l'éprouvette arrive. Cette partie est appelée la propagation de "fissure rapide". Il est vraisemblable, que la fissure critique occasionne une re-distribution des tensions radiales dans l'éprouvette, accélérant ainsi la croîssance d'autres fissures car la vitesse de la propagation de fissuration rapide doit être très élevée, approchant de la vitesse sonique (66). La propagation de fissuration lente est susceptible de se développer là, où la demande d'énergie est le plus petite, ce qui en est le cas dans les pores. La propagation de fissuration rapide est indépendante des pores.

Lorsque l'éprouvette de béton est soumise à la compression uni-axiale, le mécanisme de rupture est similaire, quoique non identique à celle occasionnée par la traction pure.

Deux différences sont cependant, à noter.

L'une d'entre elle, est que la propagation d'une fissure est stoppée beaucoup plus fréquemment sous compression que sous traction. Une autre, peut être non entièrement indépendante, est la période de croîssance lente qui est plus courte dans une éprouvette de béton sous tension que sous compression. Ceci signifie que la propagation des fissures lentes est provoquée par des "soufflures de front" donc, il est logique, que le rôle des pores soit plus prononcé dans l'éprouvette sous compression que sous tension. En d'autres termes, une augmentation dans la porosité diminue la résistance en compression d'un béton relativement plus que sa résistance en flexion ou tension (66)

III.4.3. La perméabilité

La perméabilité est la faculté que possède le béton de se laisser traverser par un fluide (air ou eau). En mesurant le débit, la vitesse d'écoulement de l'eau est, alors, donnée par la loi de DARCY.

$$V = B \frac{dh}{dl} \qquad (2.1)$$

Ou :

V: est le débit qui traverse une surface égale à l'unité

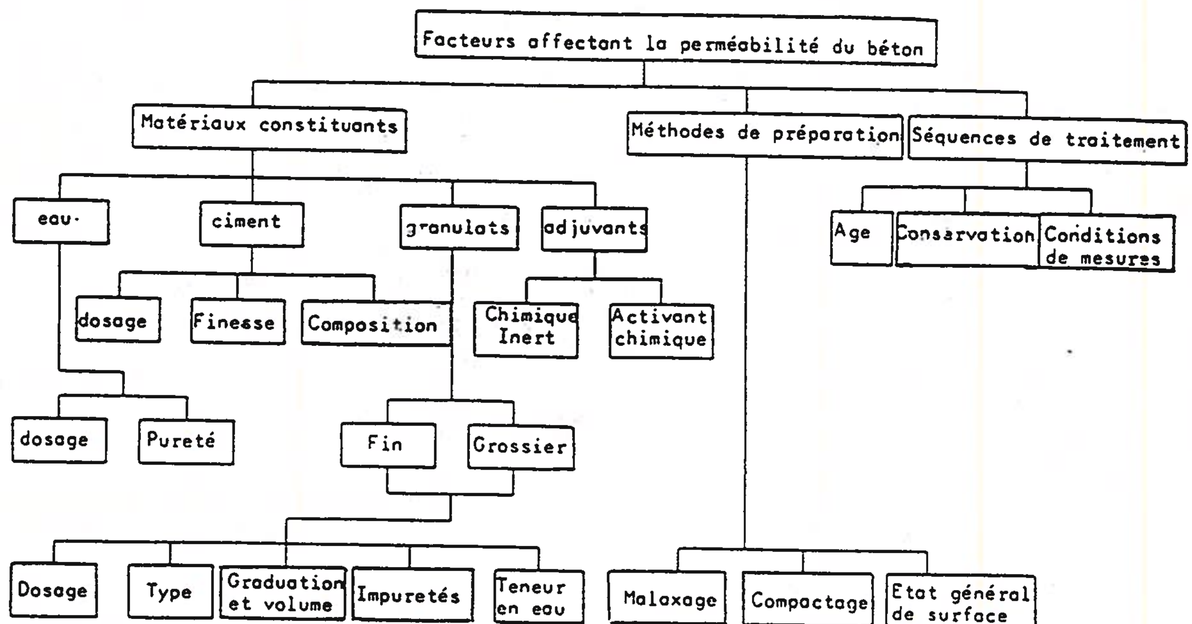
$\frac{dh}{dl}$: est le gradient hydraulique, c'est à dire, la perte de la charge par unité de longueur du parcours de l'eau pour traverser le corps perméable.

B : est le coefficient de perméabilité.

Le béton ne sera traversé que si les pores communiquent entre eux, la perméabilité dépend notamment :

- de l'hydratation du béton
- de la teneur en eau.

C'est une propriété importante, à prendre en compte dans le cas de la confection d'ouvrages hydrauliques. (59)



FACTEURS AFFECTANT LA PERMEABILITE DU BETON (59)

III.4.4. La capillarité du béton

La cinétique de l'absorption de l'eau dans le béton est fonction, approximativement, de trois coefficients m , c et P_{ef} Ces trois coefficients, sont évalués théoriquement, quand nous connaissons la teneur en ciment, le taux eau/ciment et le degré d'hydratation. Nous évaluons également, l'influence de l'humidité initiale du béton. Les expériences confirment, que les vides d'air dans le béton ont une petite influence sur le processus d'absorption (67)

III.4.4.1. Présentation de la théorie

Considérons un échantillon poreux non saturé, aspirant de l'eau d'une surface libre, verticalement ou horizontalement, (3.17). Les effets de la charge hydraulique et de la gravitation sont négligés. L'échantillon à un équilibre d'humidité avant le commencement de l'aspiration.

Le rapport entre la profondeur de pénétration Z (m) et le temps t (S), à partir du début de l'aspiration est, approximativement égal à :

$$t = m.z^2 \qquad (3.68)$$

ou :

m : est la résistance à la pénétration de l'eau $(\frac{minute}{cm^2})$

donc, le taux de pénétration du front d'eau est successivement réduit. L'équation (3.68) est légèrement simplifiée, étant donné que nous ne prenons pas en considération, les phénomènes tel que l'absorption et la condensation capillaire devant le front d'eau ou la force causée par l'air déplacé.

Cette équation est une bonne approximation lorsque l'échantillon n'est pas très gros (≤ 50 mm pour les bétons) et n'est pas très humide quand l'aspiration commence.

La valeur de (m) est une fonction de la structure des pores mais non de la porosité totale ; quand les pores sont plus petits, plus faible est la pénétration de l'eau, et, par conséquent, plus grande, la valeur de (m).

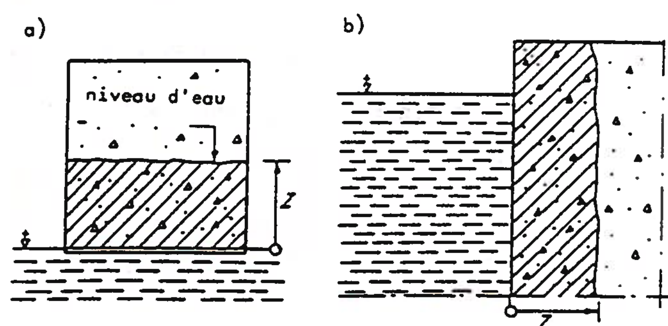


FIGURE 3.17 - ASPIRATION CAPILLAIRE

a) verticalement
b) horizontalement

La quantité totale de l'eau prise par une unité de surface aspirante en temps (t) est de :

$$E = l_e \cdot \times P_{ef} \not{z} \text{ (gm/cm3)} \qquad (3.69)$$

ou :

(l_e): est la densité d'eau (gm/cm3) (∼ 1)
P_{ef} : est la porosité qui est rempli d'eau (porosité effective $\frac{cm^3}{cm^3}$)

La combinaison des équations (368) et 369) donne :

$$E = \frac{P_{ef}}{m} \sqrt{t} \qquad (3.70)$$

ou :

$$E = C \sqrt{t} \qquad (3.71)$$

ou :

C : est le coefficient d'absorption capillaire gm/cm^2 $min^{0,5}$

La porosité effective (P_{ef}) est :

$$P_{ef} = P - P_e - P_i \tag{3.72}$$

ou :

P : la porosité totale

P_e : la porosité qui est remplie d'eau quand l'aspiration a commencé

P_i : la porosité interne, c'est à dire, la quantité de pores qui n'est pas remplie par l'aspiration capillaire. Pour un béton avec granulat non poreux (P_i) est approximativement égal à la teneur en air totale.

$$C = \frac{P_{ef}}{\sqrt{m}} = \frac{P - P_e - P_i}{\sqrt{m}} \tag{3.73}$$

La valeur du coefficient "capillarité" (C) est une fonction de la porosité totale, de l'état d'humidité avant le commencement de l'aspiration et de la structure des pores, et, son influence s'exprime par les coefficients (m, P_{ef}, C).

Le taux de l'absorption de l'eau (q_a) est obtenu par dérivation de l'équation :

$$q_e = \frac{K}{2} \frac{1}{\sqrt{t}} \quad gm/cm^2 .min \tag{3.74}$$

III.4.4.2. Méthode d'essai de la capillarité

Une tranche fine de béton (20-30 mm) est conservée, de telle manière, qu'elle soit en équilibre d'humidité. Cet échantillon est placé, de telle façon, qu'une des surfaces plates, effleure la surface d'eau libre. On mesure ensuite, en fonction du temps, l'accroîssement du poids de l'éprouvette

dO à la montée capillaire de l'eau.

L'absorption d'eau est souvent représentée, en poids, par unité de surface (gm/cm2), en fonction du temps ($\sqrt{t}$ avec t en minute). Nous obtenons une courbe, suivant la figure 3.18. Si l'axe sur le temps est en racine carrée, le point d'intersection entre l'étape 1 et 2 correspond à celui du front d'avancement de l'eau qui arrive à la surface supérieure de l'éprouvette.

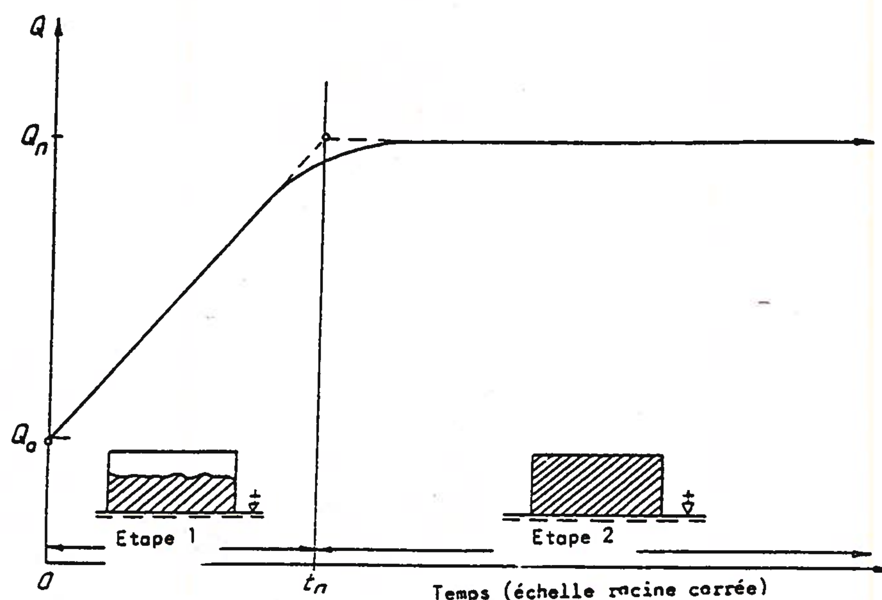


FIGURE 3.18 - EXEMPLE DE COURBE D'ABSORPTION D'EAU OBTENUE LORS D'UN ESSAI DE CAPILLARITE

Ainsi, l'étape 1 est représentative du remplissage de l'eau dans tous les pores capillaires, initialement vides, tandis que l'étape 2 est liée au remplissage graduel des pores inertes ou vides d'air par un processus de dissolution-diffusion d'air. L'étape 2 présente un grand intérêt pour la résistance au gel.

Théoriquement, si le spécimen agit comme un capillaire simple, le changement de l'étape 1 à l'étape 2 est brusque mais, en réalité, des transitions progressives entre les deux étapes arrivent souvent.

Le point d'intersection est défini comme la jonction des deux lignes extrapolées. Les coefficients (m) et (C) ainsi que la porosité effective (P_{ef}) sont calculés à partir du point de brissure.

$$m = \frac{t_n}{h^2} \qquad (3.75)$$

$$C = \frac{Q_n - Q_o}{\sqrt{tn}} \cdot \frac{1}{S_s} \qquad (3.76)$$

ou :

Q_n : est le poids de l'échantillon au point d'intersection

Q_o : est le poids de l'échantillon initial

t_n : temps

h : épaisseur de l'échantillon

S_s : surface d'aspiration

La porosité effective (P_{ef}) est :

$$P_{ef} = \frac{Q_n - Q_o}{S_s . h . 1000} \qquad (3.77)$$

CHAPITRE IV

METHODES D'AUSCULTATION PAR ESSAIS NON DESTRUCTIFS

IV. METHODES D'AUSCULTATION PAR ESSAIS NON DESTRUCTIFS

IV.1. Mesure de la vitesse de propagation du son

IV.1.1. Principe de base de la méthode

Une impulsion appliquée sur une masse solide génère trois types d'ondes. Les ondes de surface qui sont un déplacement elliptique des particules sont les plus lentes, tandis que celles, transversales, correspondant à un déplacement des particules perpendiculaires à la direction de transition sont plus rapides. Les ondes longitudinales, parfois appelées ondes de compression, sont le déplacement des particules dans la direction de transition et sont les plus importantes, car elles sont les plus rapides et donnent des informations pratiques plus utiles.

Les transducteurs électro-acoustiques produisent essentiellement, des ondes de ce type.

L'impulsion de vibration longitudinale est produite par un transducteur électro-acoustique (émetteur) qui est appliqué sur l'une des faces de l'élément en béton que l'on désire tester. Après avoir franchi une longueur de parcours (L) dans le béton, l'impulsion vibratoire est convertie en un signal électrique, à l'aide d'un second transducteur (récepteur). Une base du temps électronique permet de mesurer le temps de propagation (T) et la vitesse de propagation (V) est donnée par :

$$V = \frac{L}{T} \qquad (4.1)$$

La vitesse de propagation dépend des propriétés élastiques et de la masse du milieu et, si celle-ci et la vitesse de propagation sont connues, il est possible de calculer les proprietés élastiques. Dans le cas d'un milieu élastique iso-

trope, homogène et infini, la vitesse de propagation est donnée par l'équation :

$$V = \sqrt{\frac{k\,E_d}{\rho}} \tag{4.2}$$

ou :

$$k = \frac{1 - \nu}{(1 + \nu)\,(1 - 2\nu)} \tag{4.3}$$

ν = le coefficient de poisson

ρ = masse volumique en kg/m3

E_d = module d'élasticité dynamique exprimé en Pa

V = vitesse du son exprimée en m/s

La relation entre la vitesse de propagation du son et le module d'élasticité dynamique peut être estimée comme suffisamment représentative, en première approximation, malgré le fait que le béton ne soit pas forcément homogène et que les relations mathématiques sont à exploiter avec prudence.

IV.1.2. Méthode de mesure

La méthode de mesure est relativement simple, mais pour obtenir des résultats valables, une grande précision des opérations à effectuer doit être respectée.

Un bon contact acoustique entre la surface du béton et la face du transducteur est essentiel, celui-ci est assuré par des produits comme la gelée de pétrole, le savon liquide mais surtout la graisse. Il est aussi important de respecter les mesures par enlèvement complet des transducteurs afin d'obtenir réellement une valeur minimale du temps de transition.

L'appareil (ausculteur dynamique AU72) est composé d'un générateur électronique de fréquence, d'un émetteur électro-acoustique, transformant le signal électrique en vibration mécanique, d'un émetteur, transformant la vibration mécanique en signal électrique et d'une unité mesurant la différence du temps des signaux

électriques, (figure 4.1). La visualisation des signaux est obtenue sur oscilloscope.

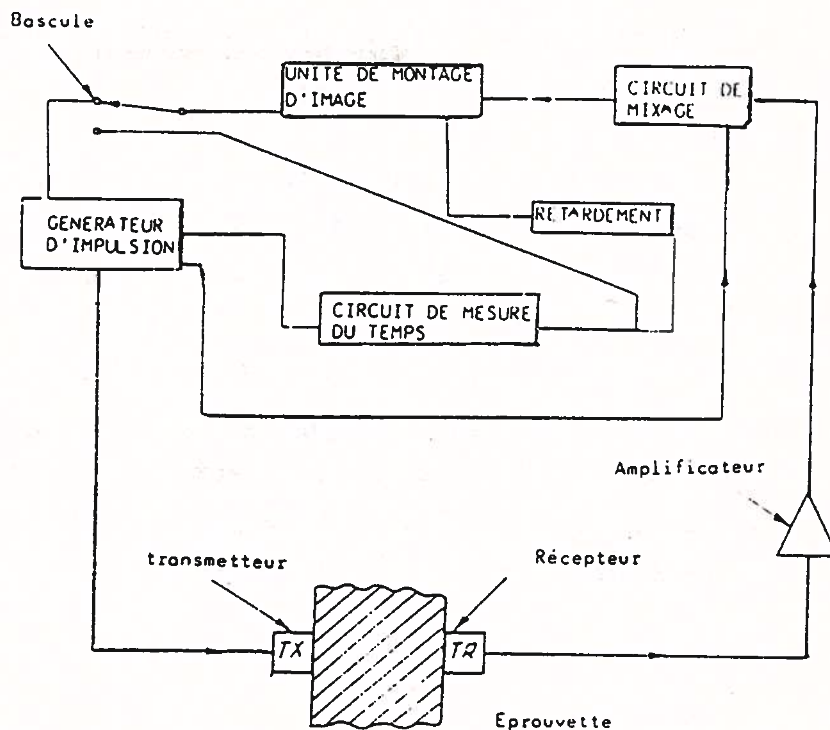


FIGURE 4.1 - SCHEMA TYPE D'UN APPAREIL D'AUSCULTATION

La méthode d'auscultation dynamique par vitesse de propagation du son utilisée dans cette étude est basée sur le principe de la mesure par transparence mais trois méthodes de base de mesure existent, (figure 4.2).

a) par transparence (transmission directe)
b) par rayonnement (transmission semi-directe)
c) en surface (transmission indirecte).

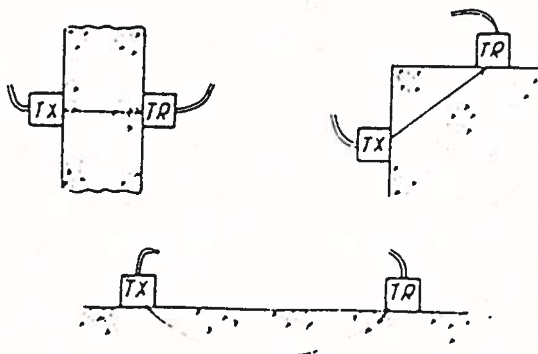


FIGURE 4.2. - TYPES de LECTURES

Comme la plus grande énergie est transmise perpendiculairement à la surface du transducteur, la méthode directe est la plus simple et la plus précise.

De plus, la distance, peut généralement être mesurée avec précision. Cette méthode présente, toutefois, l'inconvénient de ne fournir qu'une seule mesure absolue.

Les méthodes semi-directe et indirecte, sont utilisées avec satisfaction, en particulier lorsque des considérations géométriques l'exigent, La méthode indirecte (ou de surface) s'utilise lorsqu'une seule face de l'élément est accessible (figure 4.3). Elle permet, en outre, de déterminer un défaut de surface.

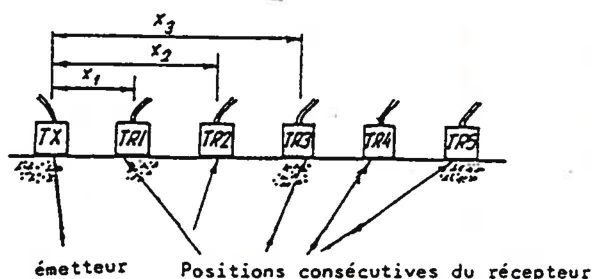


FIGURE 4.3 - PROPAGATION D'IMPULSION LE LONG DE LA SURFACE (TX = EMETTEUR, TR1 = RECEPTEUR, POSITION 1, TR2 = RECEPTEUR, POSITION 2, TR3 = RECEPTEUR, POSITION 3, TR4 = RECEPTEUR, POSITION 4, TR5 = RECEPTEUR, POSITION 5)

Cette méthode ne nous présente pas d'information concernant les plus faibles parties du béton si celles-ci ne se trouvent pas en surface mais en profondeur. En pratique, l'émetteur reste positionné à l'extrêmité d'une droite tracée sur l'élément à ausculter. Le récepteur est déplacé par intervalle de distance égaux. On mesure le temps de passage de l'onde pour ces différents points. La pente de la droite distance = f (temps de parcours) représente la vitesse du son dans le matériau consideré, (figure 4.4). Deux pentes différentes sont la manifestation de qualités variées du matériau en surface (si la partie superficielle est la moins bonne) (figure 4.5).

Une fissuration peut être déceler par deux droites parallèles.

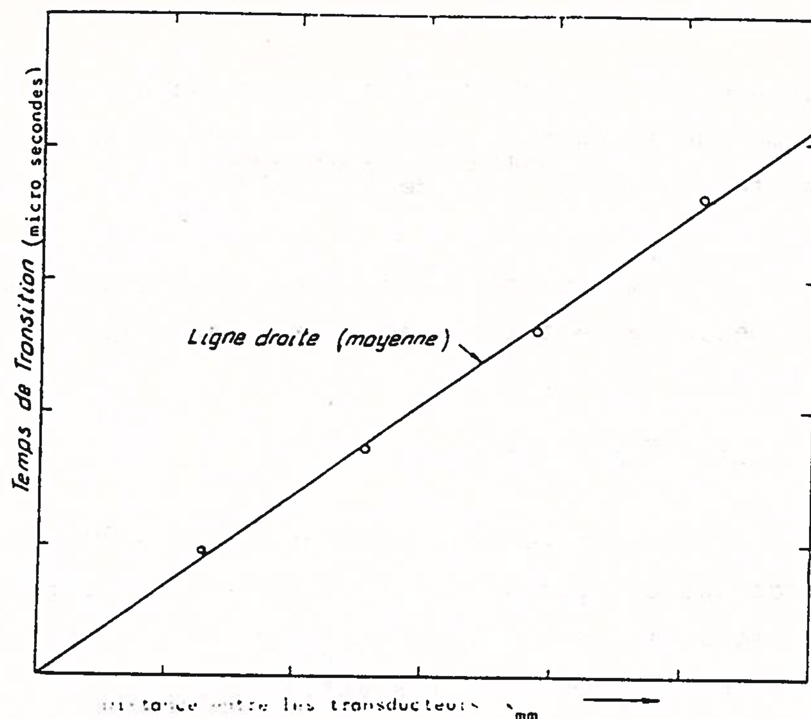


FIGURE 4.4. - LECTURE INDIRECTE

Ce type de mesure à l'avantage de permettre de déceler une hétérogénéité dans l'épaisseur. Lorsque la mesure est pratiquée sur une surface altérée (pierre dégradée par la sulfatation, béton incendié, béton gelé ou attaqué par corrosion chimique), on peut détecter cette dé-cohésion (68)

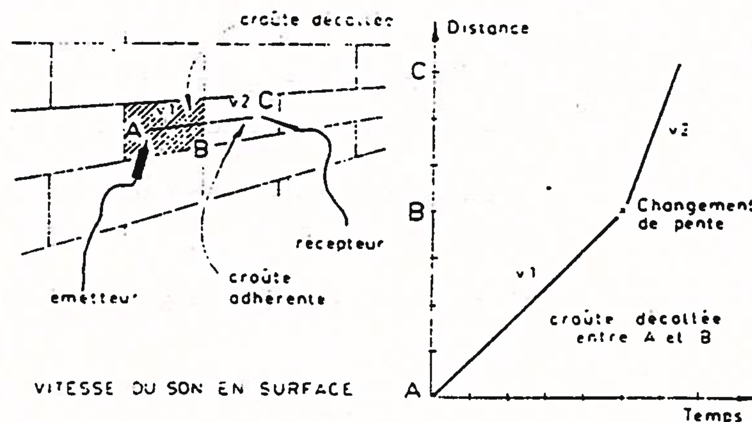


FIGURE 4.5. - VITESSE DU SON MESUREE EN SURFACE (68)

Le dépouillement graphique permet de déterminer deux vitesses et d'identifier deux qualités du matériau.

IV.1.3. Influence des conditions d'essai sur la mesure de la vitesse du son

La méthode est basée sur une mesure de la vitesse du son qui dépend uniquement des qualités du béton examiné. Il est,

donc essentiel, d'examiner les conditions d'essais que produisent des changements dans la vitesse du son mesurée sans changements des propriétés du béton, afin de les maîtriser.

De nombreux facteurs se rapportant aux mesures effectuées sur le béton peuvent influencer les résultats.

IV.1.3.1. La température

Les variations de température de + 5° à + 30° C n'occasionnant pas des changements significatifs dans la mesure de la vitesse du son mais si des températures extrêmes s'y trouvent, peuvent avoir un effet que FACAOARU (69) a estimé (figure 4.6).

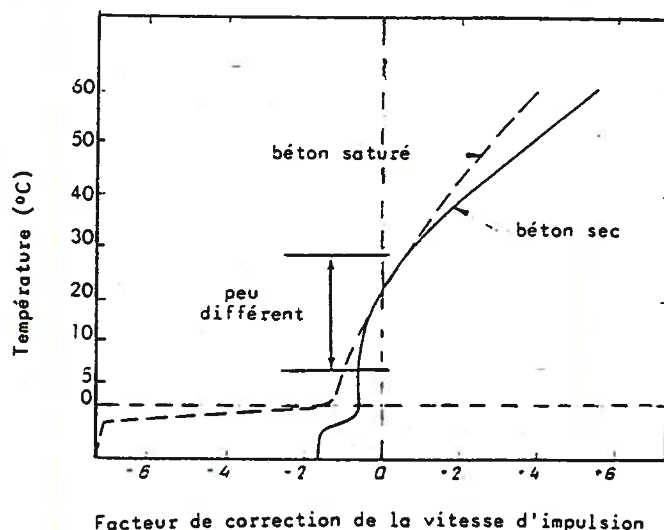


FIGURE 4.6. - INFLUENCE DE LA TEMPERATURE (69)

Les corrections suggèrées par FACAOARU sont montrées par le tableau 4.1. Pour des températures intermédiaires, les corrections peuvent être obtenues par interpolation linéaire des valeurs données. Les résultats présentés dans le tableau 4.1 sont basés sur des études pour des bétons confectionnés avec du ciment Portland Normal.

La réduction de la vitesse du son à + 40°C et + 60°C est causée probablement par des micro-fissures internes. L'augmentation de la vitesse du son à températures négatives résulte de la présence d'eau gelée dans le béton. Les corrections du tableau 4.1 pour des températures au-dessous de - 4°C sont appliquées sur du béton gelé. La méthode n'est pas forcément retenue pour étudier le béton soumis à des effets de gel-dégel, car chaque endommagement du béton sera plus visible dans les conditions de dégel que dans celle du gel.

Température en ° C	Correction en %	
	Béton séché	Béton saturé
+ 60	+ 5	+ 4
+ 40	+ 2	+ 1,7
+ 20	0	0
0	- 0,5	- 1
au-dessous de -4	- 1,5	- 7,5

Tableau n° 4.1. - Correction de la vitesse du son par rapport à la température

IV.1.3.2. Etat de surface

Il est nécessaire d'opérer sur des surfaces lisses pour que le contact acoustique soit le meilleur possible. Les surfaces excessivement rugueuses doivent être préparées (polissage...)

Dans la mesure du possible, il est préférable d'éviter d'effectuer des mesures près des surfaces d'arasements (sauf si c'est le but de l'essai) du béton car les propriétés de celui-ci sont souvent peu représentatives du reste du béton.

IV.1.3.3. Influence de longueur de la trajectoire et de la fréquence d'émission

Le fait que la vitesse d'impulsion mesurée est influencée par la longueur de la trajectoire ou par les modifications de la

fréquence d'émission du transducteur a des origines discutées.

Lorsque les ondes longitudinales traversent l'échantillon de petite section tel que des plaques ou barres, elles se dispersent des interférences peuvent naître et la vitesse mesurée est fonction de la longueur d'onde des vibrations par rapport aux dimensions des éprouvettes. Les relations entre paramètres sont variables pour des ondes continuelles et ne peuvent pas être appliquées directement pour les propagations à impulsion, mais elles confirment l'influence de la fréquence.

Afin de réduire l'effet de ces problèmes, la longueur minimale doit être supérieure aux grandeurs suivantes :

- Le champ proche du transducteur (Z)

$$Z = \frac{d^2}{4\lambda} \tag{4.4}$$

$$V = \lambda F \tag{4.5}$$

ou :

d = diamètre du transducteur (m)
V = vitesse de propagation exprimée en m/s (ondes clarifiées)
f = fréquence employée en HZ
λ = longueur d'onde utilisée (m)

- La longueur doit être suffisante afin de ne pas être influencée par la nature hétérogène du béton.

R. JONES et Z. FACAOARU (69) ont recommandé les longueurs suivantes :

- 100 mm pour du béton qui a une grandeur maximum de granulat inférieur à 30 mm
- 150 mm pour du béton qui à une grandeur maximum de granulat plus petite que 45 mm.

La dimension transversale minimum est liée à la fréquence de résonance employée, ceci afin d'éliminer des réflexions latérales parasites. Les données sont énumèrées dans le tableau 4.2.

Fréquence de résonance propre du transducteur en KH_z	Dimension transversale minimale des éléments du béton mesurée en mm
> 60	70
> 40	150
> 20	300

IV.1.3.4. Micro-fissures

La formation des micro-fissures internes qui influencent la longueur et la largeur de la trajectoire tend à réduire la vitesse des ondes. Cette influence est maximale lorsque la direction de propagation de l'impulsion est perpendiculaire à la direction prédominante des micro-fissures. Ce phénomène est, à l'origine des valeurs anormalement faibles.

IV.1.3.5. Humidité

La vitesse d'impulsion dans le béton saturé est jusqu'à 5 % plus élevée que la vitesse d'impulsion dans le même béton sec (70), mais cette influence est plus petite pour des bétons de haute résistance que pour ceux de résistance limitée.

Un échantillon humide présente une vitesse du son plus élevée que dans un échantillon sec, mais ce même échantillon humide donne une valeur mesurée de la résistance infèrieure à celle de l'éprouvette sèche, donc, le sèchage nous amène une diminution de la vitesse de l'impulsion par rapport à la résistance. Cet effet est illustré sur la figure 4.7 laquelle se rapporte à des échantillons de laboratoire.

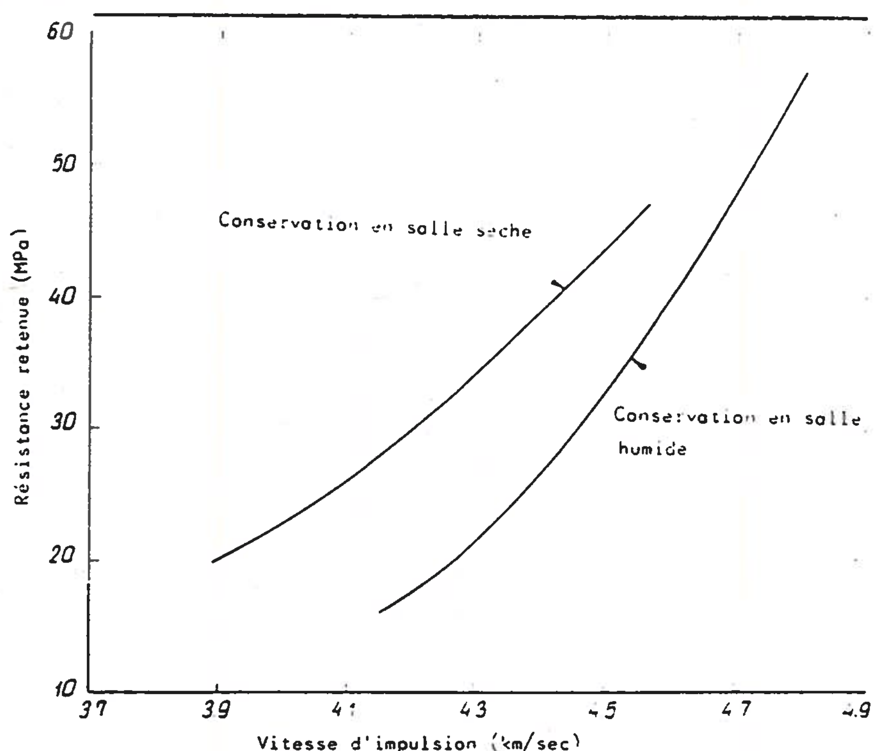


FIGURE 4.7 - INFLUENCE DE L'HUMIDITE (70)

Elle démontre le besoin d'avoir une corrélation entre l'humidité de l'éprouvette de laboratoire et celle de la structure pour l'étalonnage de résistance. Les courbes de corrélation de la résistance ont donc une limite d'application si le béton se trouve sur un chantier et si elles ne sont pas établies sur un âge approprié.

THOMSET (71) a présenté une méthode qui permet d'estimer la résistance réelle in-situ à l'aide d'une corrélation basée sur le contrôle de référence des échantillons. Le rapport entre les échantillons conservés sous conditions différentes est le suivant :

$$\log_e \frac{\sigma_1}{\sigma_2} = K\ f_1\ (V_1 - V_2) \qquad (4.6)$$

ou :

σ_1 = résistance d'un échantillon saturé standard

σ_2 = résistance "actuelle" du béton "in situ"

V_1 = vitesse d'impulsion dans un échantillon saturé standard

V_2 = vitesse d'impulsion du béton "in situ"

K = une constante reflètant la compacité entre 0,015 à 0,025

Ceci est illustré par la figure (4.8) basée sur le travail de THOMSET (71)

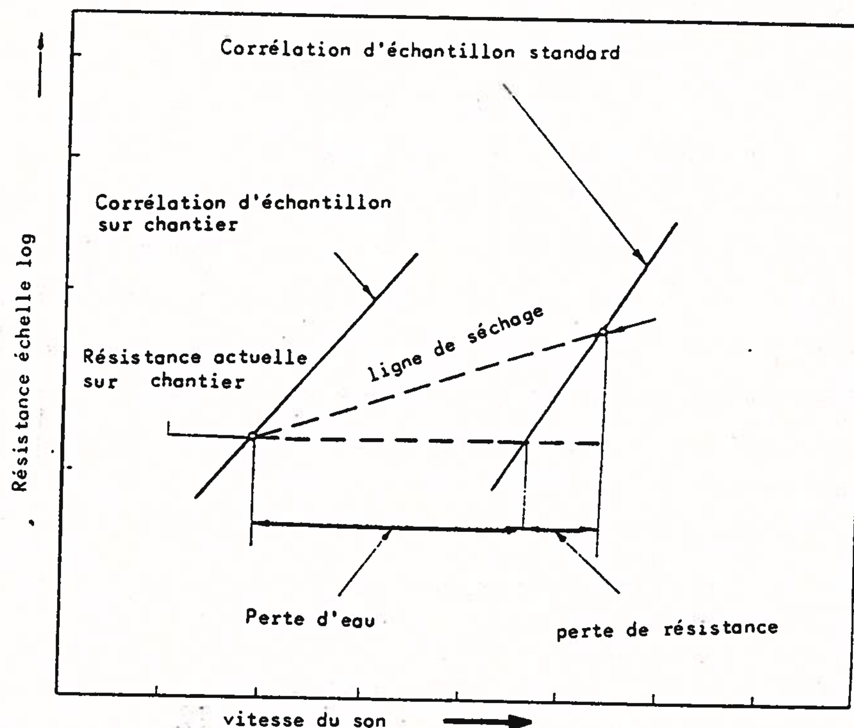


FIGURE 4.8 - METHODE DE LA LIGNE DE SECHAGE (71)

Pour chaque condition de conservation donnée, il est possible d'établir un rapport résistance/vitesse du son, et les éléments semblables dans une structure peuvent être comparés, à partir d'une corrélation simple, laquelle est adoptée avec la même inclinaison que celle de l'échantillon saturé standard.

Cette approche aide à différencier la résistance et l'humidité parmi le béton in-situ et les échantillons de contrôle. Toutefois, une évaluation directe de la résistance d'un échantillon type de béton in-situ est toujours nécessaire, si le rapport est utilisé à d'autres fins que l'unique comparaison.

IV.1.3.6. Armatures

Lorsque c'est possible, il est préférable d'éviter les mesures à proximité des armatures car la vitesse des impulsions dans l'acier est de 1,2 à 1,9 fois celle dans le béton. La vitesse de l'impulsion dans un milieu infini d'acier est proche de 5,9 km/sec. mais elle a une tendance à diminuer avec le diamètre de la barre jusqu'à 5,1 km/sec. le long d'un tronçon extrait d'une barre d'armature de 10 mm (72) . Le diamètre de la barre d'armature est un facteur qu'il faut considèrer pour effectuer les corrections pour la présence de l'armature et selon (70) , les barres de 12 mm ou moins peuvent être ignorées indépendamment de la quantité ou de la répartition relative pour la trajectoire de l'impulsion.

Deux cas principaux sont à examiner :

a) Fers à béton placés perpendiculairement à la direction de propagation de l'impulsion

L'effet de la présence des fers à béton peut être calculé en supposant que l'impulsion traverse chaque barre d'armature (suivant son diamètre), c'est à dire, que la trajectoire transperce le fer. Si (n) différentes barres d'un diamètre Q_i (i = 1 à n) se trouvent dans la trajectoire de l'impulsion, avec leurs axes formant des angles droits par rapport à la trajectoire de propagation, (figure 4.9).

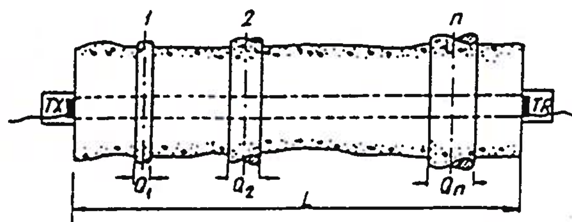


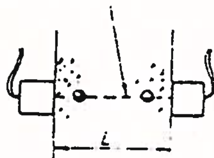
FIGURE 4.9 - ARMATURES PERPENDICULAIRES A LA DIRECTION DE PROPAGATION

On utilise la formule :

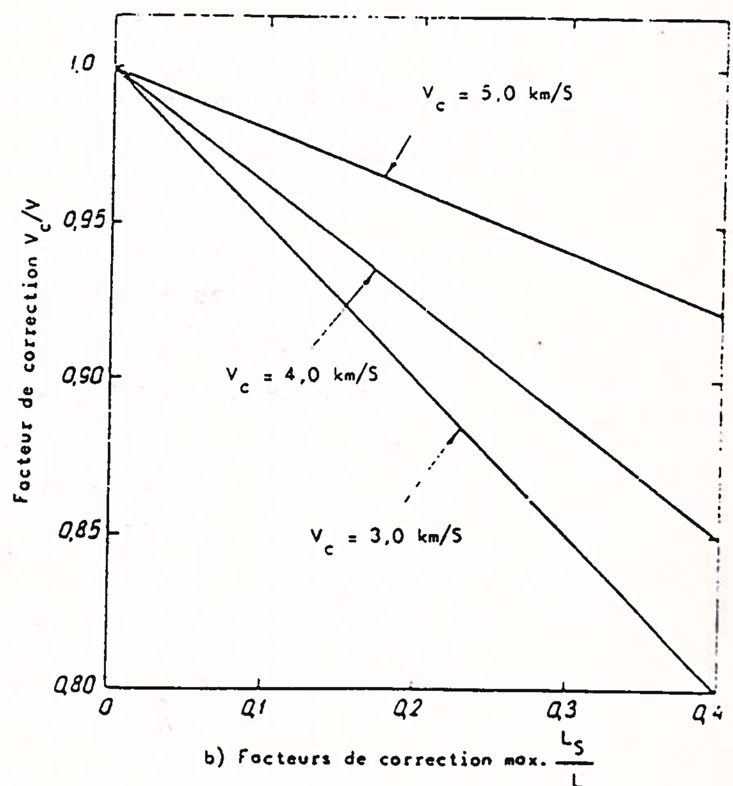
$$\frac{V_c}{V} = \left(\frac{1 - \frac{Ls}{L}}{1 - \frac{LsV}{LVs}} \right) \qquad (4.7)$$

avec :

L : longueur de parcours total (m)
V : vitesse de propagation mesurée (m/s)
V_c: vitesse de propagation dans le béton seul (m/s)
V_s: vitesse de propagation dans l'acier (m/s)
L_s: $\sum^{N} Q_i$ longueur du parcours dans l'acier (m)



a) Trajectoire traversant le fer perpendiculairement



b) Facteurs de correction max. $\frac{L_s}{L}$

FIGURE 4.10 - FERS PERPENDICULAIRES A LA TRAJECTOIRE D'IMPULSION (73)

Les valeurs de $\frac{Vc}{V}$ sont données dans le tableau 4.3 pour des quantités différentes d'acier et pour trois bétons qui peuvent être représentatifs d'un béton peu performant, d'un béton de qualité moyenne et d'un très bon béton ; le même principe est illustré par la figure (4.10).

Dans la pratique, $\frac{Vc}{V}$ est un peu plus élevé que les valeurs références, à cause du non alignement des fers à béton et en fait seule, qu'une petite fraction de l'énergie de l'impulsion traverse le diamètre entier de chaque fer.

Ls/L	$\frac{Vc}{V} = \frac{\text{vitesse de propagation dans le béton}}{\text{vitesse de propagation mesurée}}$		
	Béton "faible" Vc = 3000 m/s	Qualité moyenne Vc = 4000 m/s	Très bon béton Vc = 5000 m/s
1/12	0,96	0,97	0,99
1/8	0,94	0,96	0,98
1/6	0,92	0,94	0,97
1/4	0,88	0,92	0,96
1/3	0,83	0,89	0,94
1/2	0,75	0,83	0,92

Tableau 4.3

b) Fers à béton parallèles à la direction de propagation de l'impulsion

Si l'extrêmité du fer est situé à une distance (a) de l'axe joignant les deux transducteurs et la longueur du parcours total et si (L) est le temps de transition (T) dans les deux cas présenté par la figure 4.11, on a :

$$T = \frac{L}{Vs} + 2a\sqrt{\frac{Vs^2 - Vc^2}{Vs\ Vc}} \qquad (4.8)$$

pour :

$$\frac{a}{L} < \frac{1}{2}\sqrt{\frac{Vs - Vc}{Vs + Vc}} \qquad (4.9)$$

Aucune influence de l'acier n'a lieu lorsque :

$$\frac{a}{L} \geqslant \frac{1}{2}\sqrt{\frac{Vs - Vc}{Vs + Vc}} \qquad (4.10)$$

Une difficulté d'application de l'équation est liée à la vitesse (V_s) de la propagation de l'impulsion sur la longueur du fer d'acier. La propagation de l'impulsion est également influencée par la dispersion géométrique, (4.11).

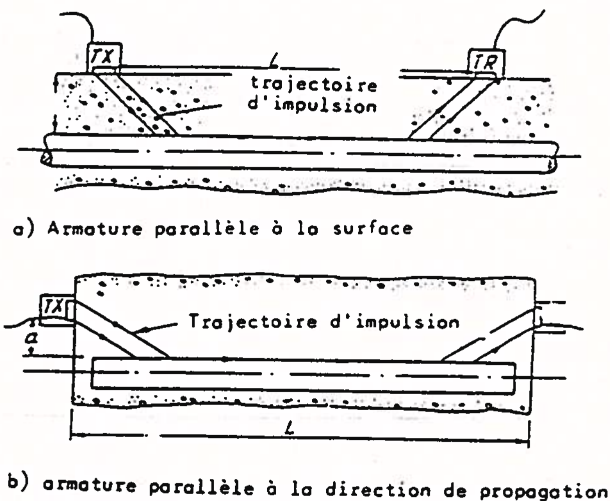


FIGURE 4.11 - MESURES EFFECTUEES DANS LE BETON ARME

La valeur de V_s est située entre 6 200 m/s et 5 200 m/s (69). Nous pouvons obtenir, expérimentalement cette valeur, facilement en effectuant une mesure de propagation le long de l'axe du fer incorporé, en tenant compte de la couche du béton se trouvant sur les deux extrêmités.

Les corrections sur la mesure de la vitesse de l'impulsion ayant une direction parallèle au ferraillage sont données dans le tableau 4.4. On y indique que les effets du fer sont insignifiants, quand a/L à une valeur de 0,20 à 0,25. Si l'on adopte pour V_s la valeur de 5,5 km/sec, tel que BS 4 408, les facteurs types de correction sont illustrés sur la figure (4.12).

CHUNG démontre[75]que pour des impulsions se déplaçant dans la direction de l'axe des fers à béton, la vitesse effective est considérablement plus petite que la valeur théorique et elle est influencée par le diamètre du fer.

$\frac{a}{l}$	$\frac{\text{Vitesse de l'impulsion réelle dans le béton}}{\text{vitesse de l'impulsion mesurée dans le béton}} = \frac{V_c}{V_s}$			
	$\frac{V_c}{V_s} = 0,90$	$\frac{V_c}{V_s} = 0,80$	$\frac{V_c}{V_s} = 0,71$	$\frac{V_s}{V_c} = 0,60$
0	0,90	0,80	0,71	0,60
1/20	0,94	0,86	0,78	0,68
1/15	0,96	0,88	0,80	0,71
1/10	0,99	0,92	0,85	0,76
1/7	1,00	0,97	0,91	0,83
1/5	1,00	1,00	0,99	0,92
1/4	1,00	1,00	1,00	1,00

Tableau 4.4

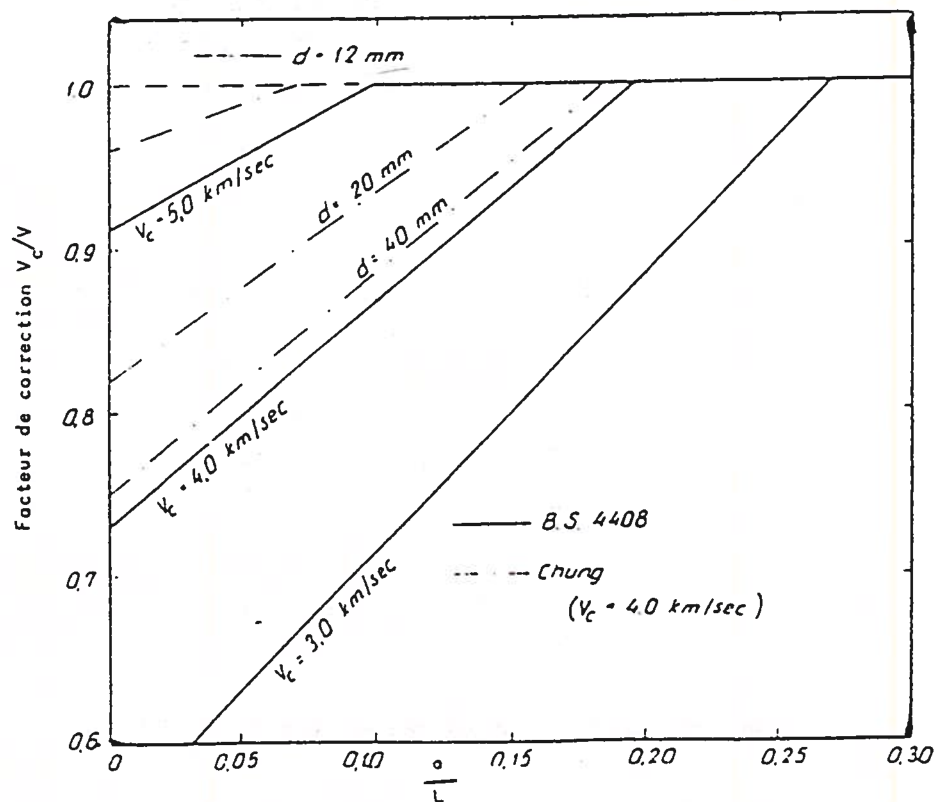


FIGURE 4.12 FACTEURS DE CORRECTIONS - FERRAILLAGE (73 et 75)

Les résultats obtenus par CHUNG nous donnent la vitesse de l'impulsion effectivement mesurée :

$$V_e = 5,90 - 10,4 \left(\frac{5,90 - V_c}{d}\right) \tag{4.11}$$

ou :

Vc : vitesse de l'impulsion authentique dans le béton
d : diamètre de la barre d'acier

Nous illustrons ces résultats par la même figure (4.12).

Ces corrections doivent être utilisées avec précaution, car c'est l'impulsion traversant le béton et entourant le fer qui est mesurée, et la qualité de liaison entre l'acier et le béton peut changer l'influence de celui-ci.

IV.1.4. Evaluation de la résistance à la compression du béton

Le problème de l'estimation de la résistance des matières est assez difficile.Il y a un certain nombre d'hypothèses concernant la limite de rupture des matériaux. Par exemple, l'hypothèse de MOHR rappelle que la résistance au cisaillement est limitée. La résistance effective d'une matière dépend de l'action combinée des contraintes normales et principales, figure (4.13)

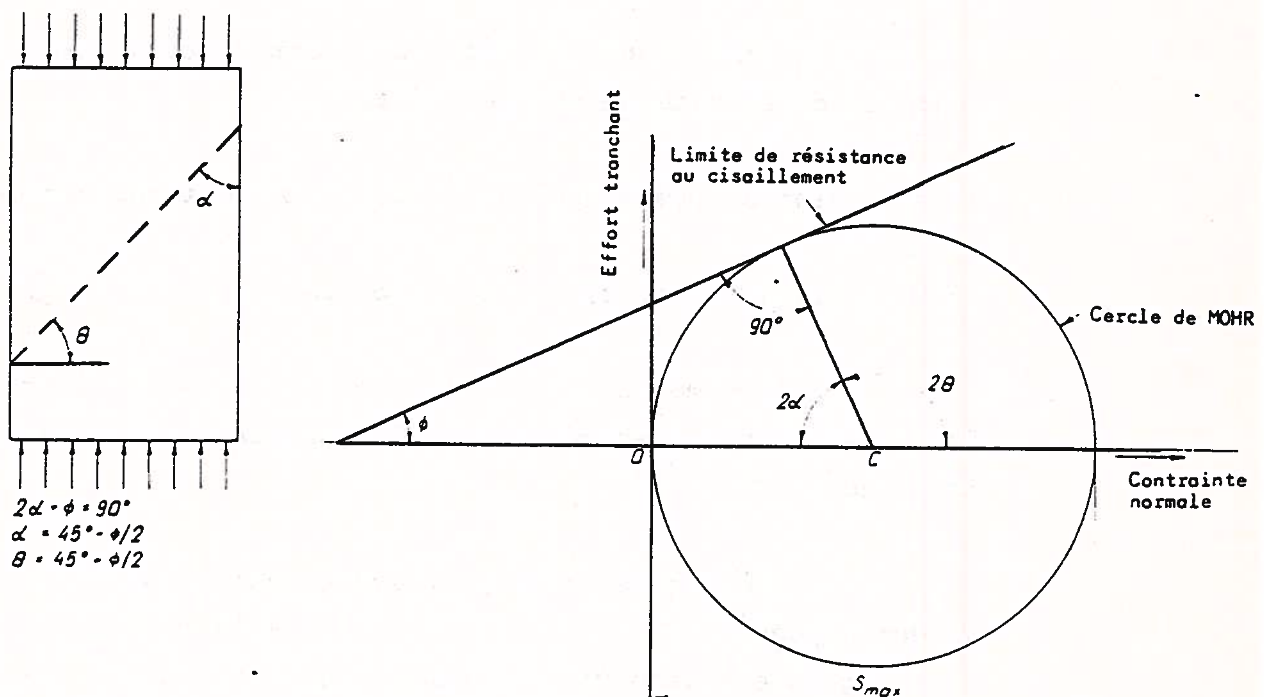


FIGURE 4.13 - RELATION entre L'ANGLE de RUPTURE α ET L'ANGLE de FRICTION INTERNE Ø

En mécanique, la résistance de la matière est définie comme la résistance à une charge extérieure. Elle dépend des différents facteurs comme la composition et les propriétés de la matière, le genre de contrainte et la façon dont la charge extérieure est appliquée.

Dans la méthode d'estimation de la résistance du béton, pour essais non destructifs, il convient d'examiner les facteurs influençant la résistance de la matière.

IV.1.4.1. Relation entre la vitesse du son et la résistance du béton

Lorsque le béton durci, la vitesse du son et la résistance augmentent tous les deux rapidement, pendant les premiers jours. Pendant la période de vieillissement qui suit, le taux d'augmentation de la vitesse du son est bien moins élevé que le taux d'augmentation de la résistance, de telle sorte que la courbe représentant la vitesse du son, en fonction de la résistance a tendance à changer de pente avec l'âge et l'augmentation de la résistance (70)

La résistance du béton à la compression σc se détermine à partir de la vitesse du son (V) soit :

a) une relation graphique entre (V) et σ_c obtenue sur des échantillons.
b) une relation analytique connue entre (V) et σc

D'une manière générale, avec la méthode expérimentale (a) nous obtenons des résultats plus fiables que celle de (b) plus théorique (74)

Afin d'obtenir la relation graphique de la méthode (a), une valeur moyenne de la vitesse du son et de la résistance est obtenue sur un groupe d'échantillons soumis sous conditions d'examens identiques. Les niveaux différents de résistances et de vitesse du son nécessaires à l'établissement de la relation sont obtenus en changeant par exemple, la quantité d'eau. Toutes les autres caractéristiques du béton, quantité et type de ciment, type de l'agrégat, les additifs, la méthode de préparation, les conditions de conservation et âge sont

identiques.

La valeur de la vitesse du son et la résistance obtenues sur chacun des groupes d'échantillons identiques forment des données nécessaires pour établir une courbe entre (V) et σ_c . Afin d'obtenir une courbe standard acceptable, 90 % des points expérimentaux doivent être aux limites de $\pm$ 12 % de la résistance à la valeur mesurée de la vitesse du son (74).

Il est, également possible d'établir une expression analytique sur le rapport entre (V) et σc et les équations peuvent avoir plusieurs formes (74).

$$\sigma_c = aV^b \quad (4.12a)$$

$$\sigma c = ae^{bV} \quad (4.12b)$$

$$\sigma_c = aV^2 + bV + C \quad (4.12c)$$

ou :

a, b sont des constantes.

A. GALAN (76) propose une méthode a deux paramètres, vitesse et atténuation de l'impulsion pour déterminer la résistance en compression ; cette méthode est la "méthode combinée" qui permet d'atteindre une précision supérieure sur les mêmes principes.

Sur la figure 4.14 (77) , on voit que pour une même vitesse du son, il est possible d'avoir plusieurs valeurs de la résistance suivant les matériaux. Une courbe vitesse/résistance obtenue avec l'âge uniquement variable, est différente de celle obtenue avec un changement du rapport eau/ciment en gardant les autres facteurs identiques même si l'âge est comparable. De même d'autres rapports concernant les changements du type de granulat et des proportions, ainsi que pour les caractéristiques du ciment, sont à prendre en compte.

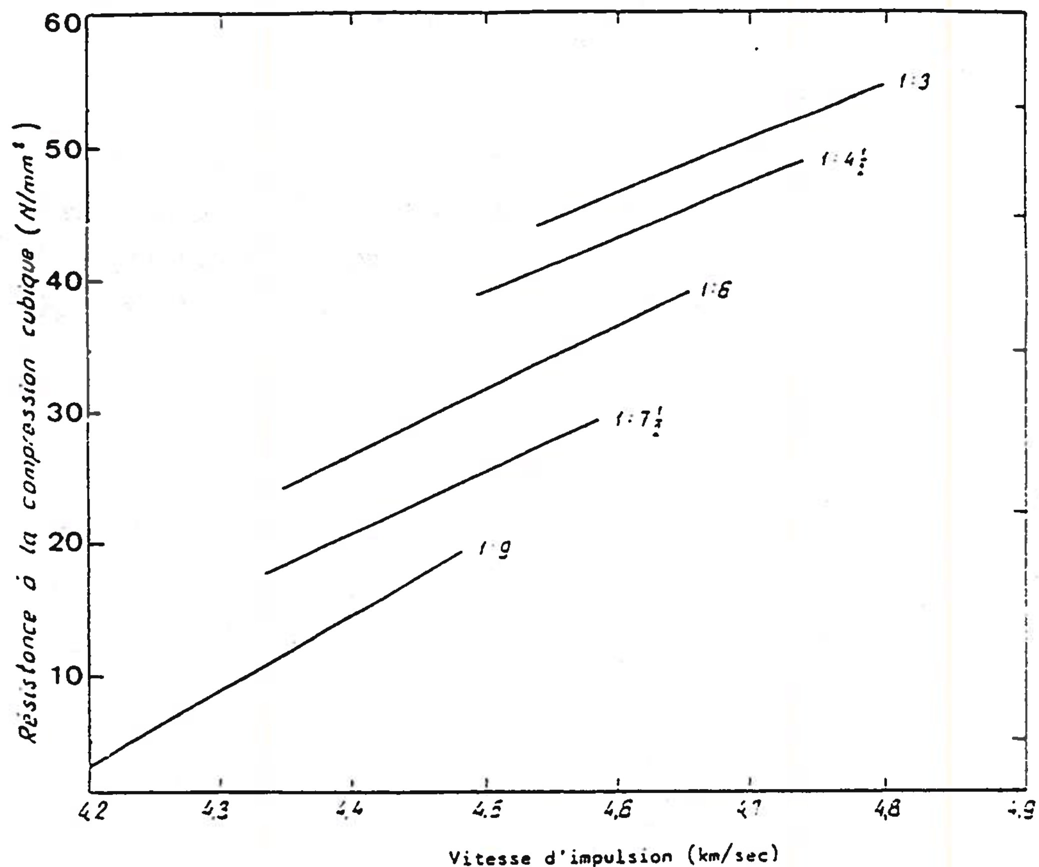


FIGURE 4.14 - INFLUENCE DES PROPORTIONS DE L'AGREGAT

IV.1.4.2. Relation entre la vitesse du son, la constante d'amortissement et la résistance du béton (76)

En général, si une relation entre la résistance du béton σ_c et la variable (A) dépend également d'une autre variable (B) a lieu, l'équation est la suivante :

$\sigma_c = f\ (A,B)$ peut être étudiée.

Si la vitesse de l'impulsion (V_L) est représentative des proprietés élastiques du béton et si la constante d'amortissement de l'impulsion ultra sonore (α) est retenue pour décrire les propriétés non élastiques, nous avons alors :

$$\sigma_c = f\ (V_L\ ,\ \alpha)$$

La vitesse de l'impulsion est un moyen suffisant pour

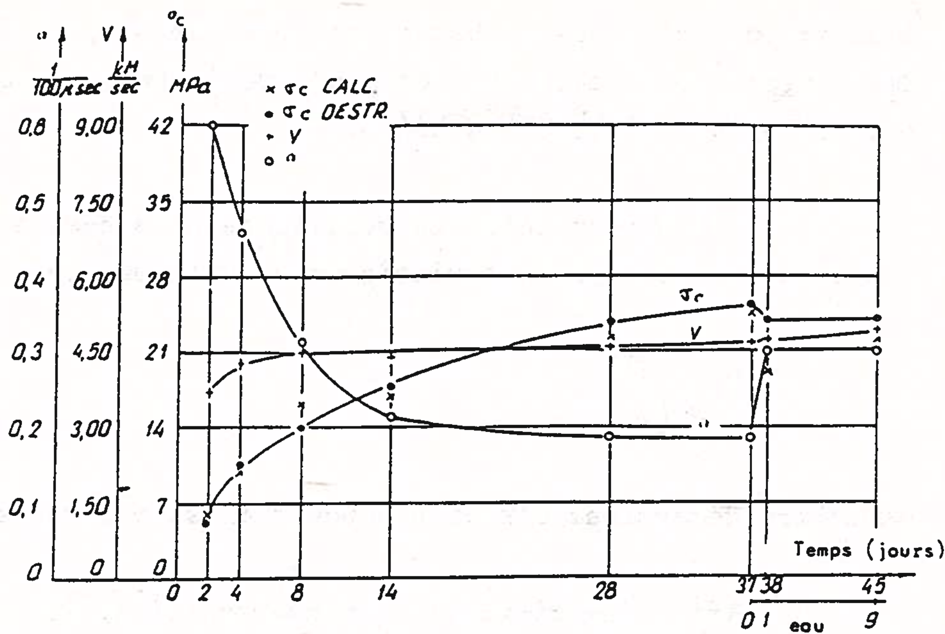


FIGURE 4.15 - INFLUENCE DE L'AGE ET DE L'HUMIDITE SUR LA VITESSE D'IMPULSION, LA CONSTANTE D'AMORTISSEMENT ET LA RESISTANCE A LA COMPRESSION (76)

IV.2. Méthodes par résonance

Les méthodes décrites dans ce chapitre sont utilisées presque exclusivement en laboratoire pour les essais d'échantillons, et leur principal but est la détermination du module d'élasticité dynamique qui est très représentatif de la résistance d'un matériau. Les échantillons peuvent être soumis à des vibrations dans divers modes : (77)

longitudinaux, de flexion, de torsion. (tableau 4.5)

Les extrêmités des échantillons doivent être libres de toute contrainte. Le processus expérimental est le même, quel que soit le mode de vibration, puisqu'il s'agit de rechercher la fréquence fondamentale de résonance. Les seules différences étant la position des supports et le point d'excitation.

établir la résistance du béton mais quelquefois, il faut utiliser deux paramètres acoustiques afin d'obtenir une estimation plus exacte de la résistance du béton.

Le rapport entre la résistance à la compression du béton et une ou deux caractéristiques acoustiques est le suivant :

$$\sigma_c = f\ (V)$$
$$\sigma_c = f\ (V\ ,\ \alpha\ )$$

peut être déterminer à l'aide d'une analyse par régression.

Afin d'exprimer la deuxième fonction, il est possible d'appliquer l'équation de régression suivante :

$$\sigma_c = aV^b \alpha^{-c} \qquad (4.13)$$

l'équation (4.13) est utile pour estimer la résistance du béton lors du jeune âge de durcissement et pour evaluer la résistance du béton conservé dans l'eau. La figure (4.15) montre que le changement de la résistance du béton saturé par l'eau ne donne pas un changement correspondant à la vitesse de l'impulsion. Toutefois, la constante d'amortissement de l'impulsion ultra sonore est sensible aux changements de la résistance subit par le béton lors de l'absorption d'eau (76)

Normallement, la forme géométrique n'a guère d'influence sur la constante d'amortissement. Toutefois, dans des ouvrages où une des dimensions est beaucoup plus élevée que celle du profil transversal, il y a une influence assez nette. La constante d'amortissement est alors plus petite dans le sens de la longueur de l'élément et il est nécessaire de mesurer la constante d'amortissement dans la direction transversale.

Tableau 4.5. - Conditions de support d'éprouvette et positionnement du conducteur (D) et de la localisation (P)

Nº	Mode de vibration	Recommandation
1	longitudinal : seulement pour les harmoniques fondamentaux	D, P, 2cm, 3cm, h
2	flexion transversale : seulement pour la fréquence fondamentale	D, P, 0,224l, 0,552l, 0,224l, l, h
3	torsion : seulement pour les harmoniques ou fondamentaux et bizarres	D, P, 2cm, 3cm, l, h

IV.2.1. Mesure de la fréquence de résonance longitudinale

La fréquence de résonance fondamentale longitudinale correspond à la fréquence la plus basse pour laquelle on obtient une amplitude maximale.

La disposition expérimentale pour le mode de vibration longitudinal est illustré par la figure 4.16. L'éprouvette repose en son miliau et les cristaux piezzo électriques se déplacent sur des glissières jusqu'à ce qu'ils trouvent un contact mécanique avec chacune des extrêmités de l'éprouvette. Il est important, que les extrêmités de l'éprouvette demeurent libres pour axialement vibrer sans interférences. Le générateur des vibrations et

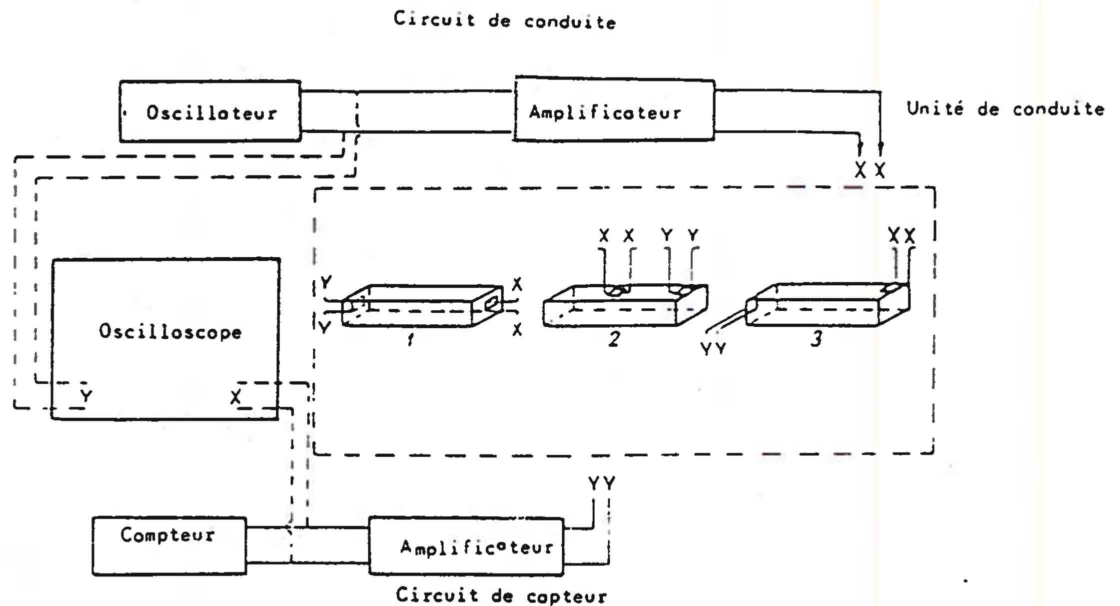


FIGURE 4.16 - DISPOSITION D'APPAREIL POUR LA DETERIORATION DU MODULE D'ELASTICITE DYNAMIQUE
(1) VIBRATION LONGITUDINALE
(2) VIBRATION TRANSVERSALE
(3) VIBRATION DE TORSION
STANDARD ASTM C 215-60

le capteur ne doit donc exercer aucune contrainte appréciable sur les extrêmités. Ainsi, la partie d'enroulement mobile du vibreur est solidaire de l'éprouvette mais la liberté des mouvements de l'éprouvette est assurée grâce à des ressorts très souples par lequel cet enroulement est fixé sur le corps principal. Le capteur très sensible, est relié d'une façon semblable à l'autre extrêmité de l'éprouvette et la liberté de mouvement longitudinale est ainsi permise grâce à la souplesse du montage anti vibratoire par lequel le capteur est fixé sur son support mobile.

Un oscillateur à fréquence variable alimente l'enroulement mobile vibreur et l'éprouvette vibre longitudinalement. Les vibrations de l'autre extrêmité sont recueillies par le capteur. Après amplification, leur grandeur est indiquée par un cadran. Les conditions de résonance sont obtenues en faisant varier la fréquence de l'oscillateur jusqu'à ce que l'on obtienne une amplitude maximum sur le cadran indicateur. Pour un matériau à faible amortissement tel que le béton, l'amplitude maximale se produit pour la même fréquence que la vitesse ou l'accélération maximale, de telle sorte que le capteur employé dont la réponse est proportionnelle à l'accélération, ne soit la source d'aucune erreur pour la détection de la résonance.

A la fréquence de résonance fondamentale, les déplacements vibratoires maximaux, c'est à dire, les ventres, sont situés uniquement aux extrêmités libres de l'éprouvette, la section centrale de l'éprouvette est en attente, car elle se trouve sur un noeud de vibration.

En plus de la fréquence de résonance fondamentale, il existe des fréquences plus élevées, auxquelles la résonance se produit. Ce sont les fréquences harmoniques et elles apparaissent par des multiples simples de la fréquence de résonance fondamentale. Ainsi, la fréquence de résonance harmonique, d'ordre 2 est le double de la fréquence fondamentale, figure 4.17.

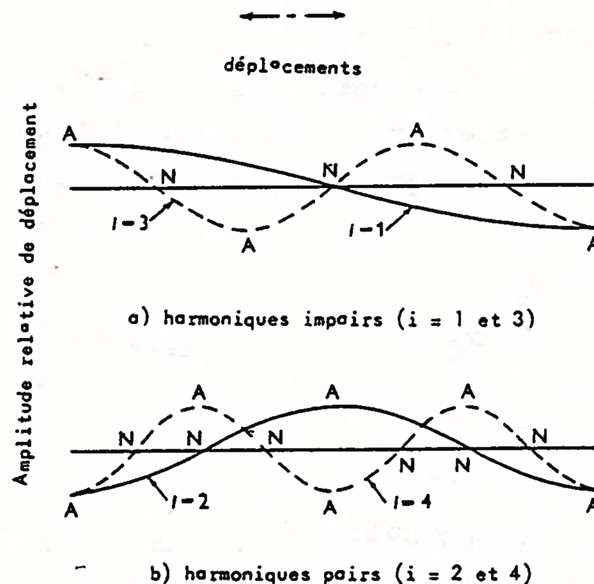


FIGURE 4.17 - DEPLACEMENTS VIBRATOIRES DANS LE MODE DE VIBRATION LONGITUDINAL
A = VENTRE (POSITION DE DEPLACEMENT MAXIMUM)
N = NOEUD (POSITION DE DEPLACEMENT NUL)

IV.2.2. Influence des conditions d'essais sur la mesure de la fréquence de résonance longitudinale

IV.2.2.1. Effet de l'âge et des conditions de conservation

La relation entre le module dynamique et l'âge dépend d'une façon appréciable, des conditions de conservation. Pour des échantillons immergés dans l'eau, d'une façon continue ou

conservés en salle humide, le module est plus élevé que pour des échantillons comparables, conservés à l'air. Les résultats obtenus par CHEFDEVILLE (78) qui sont représentés par la figure 4.18 indiquent, même que, les échantillons à l'air ont mis en évidence le fait que le module, après son augmentation initiale, commence à décroître légèrement avant d'atteindre une valeur stable et constante. Ceci a été maintes fois mis en évidence depuis. Lorsqu'un échantillon durci à l'air est immergé dans l'eau, il y a une augmentation immédiate du module provenant de la ré-hydratation du ciment et d'une variation de densité. Toutefois, cette augmentation ultérieure de la valeur du module n'est pas suffisante pour rattraper celle donnée par un béton comparable qui a été immergé, d'une façon continue. Une explication peut provenir des craquelures micro-métriques qui se produisent lors du retrait à l'air, et ces craquelures ne se cicatrisent pas entièrement lorsque le béton est, à nouveau, imprègné d'eau (77). Une partie de la différence entre les modules dynamiques des échantillons durcis à l'air et ceux durcis dans l'eau semble provenir, également, de la différence de la teneur en eau.

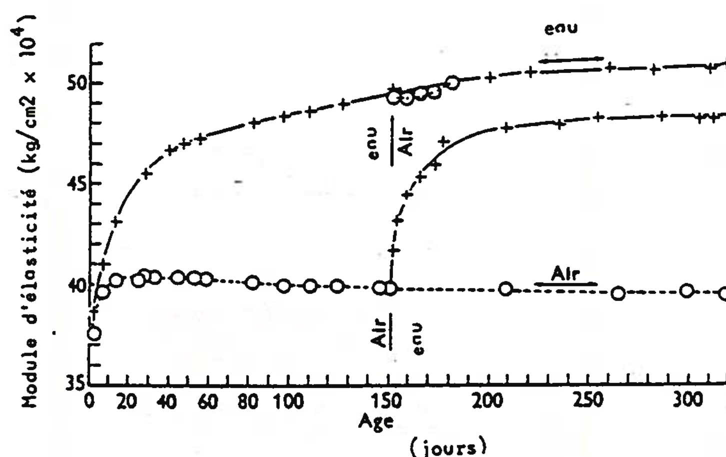


FIGURE 4.18 - VARIATION DU MODULE D'ELASTICITE DES EPROUVETTES DE BETON CONSERVEES A L'AIR ET DANS L'EAU (78)

—+— conservation dans l'eau

—O— conservation à l'air

Le taux d'accroîssement du module dynamique est très rapide au cours de la première période de durcissement, puis il diminue graduellement, de telle sorte, que le module demeure pratiquement constant pour les périodes s'étendant au-delà de trois mois.

L'influence du traitement sur les résultats d'expériences de résonance rend impérative l'adoption de conditions de traite-

ment correctes, lorsque l'on cherche à établir les effets des autres facteurs. Le traitement à l'eau est à préfèrer, chaque fois qu'il en est possible, car, il offre davantage de reproductibilité des conditions de traitement.

IV.2.2.2. Effet de l'anisotropie

Le manque d'homogénéité du béton cause des variations de module d'élasticité. L'anisotropie est probablement créée au cours du processus de compaction et elle est révélatrice d'une ségrégation. Elle diminue lorsque l'on utilise moins d'eau ou lorsqu'un agent entraîneur d'air est ajouté au mélange. Cette anisotropie, parallèle aux faces des éprouvettes, est beaucoup plus facile à détecter avec les méthodes par impulsion qu'avec celles par résonance. Dans ces dernières, sa présence n'est presque jamais prise en considération, sauf pour expliquer les anomalies des résultats, telle une courbe de résonance à double maximum ou une valeur anormale du coefficient de Poisson (77)

IV.2.2.3. Effet de la composition du béton

Le module dynamique du béton est fonction des propriétés élastiques et de la concentration, en volume, de ces constituants qui peuvent être divisés, sommairement, en pâte de ciment et en granulats. L'augmentation qui se produit avec l'âge pour le module dynamique découle directement de l'augmentation du module élastique de la pâte de ciment, lorsqu'elle s'hydrate. Même dans le béton, dont le durcissement est terminé, le module élastique de la pâte de ciment est sensiblement plus faible que celui des granulats dans le cas du béton traditionnel, ce qui n'est plus le cas pour le béton léger, figure 4.19. Par conséquent, plus le pourcentage des granulats est élevé, plus le module dynamique du béton est grand, ceci bien sûr si la composition de la pâte demeure la même et toute dose égale par ailleurs (vibration...). Le granulat léger est moins performant que le gravier dense et, en général, il est également plus déformable que le mortier. Le module d'élasticité du granulat léger est plus petit que celui du mortier, ce qui est le contraire du béton traditionnel. Il en résulte qu'à l'intérieur du béton léger, la transmission des contraintes est surtout réalisée par le mortier. La figure

(4.19) extraite d'un ouvrage de WISCHERS [79] illustre ce phénomène.

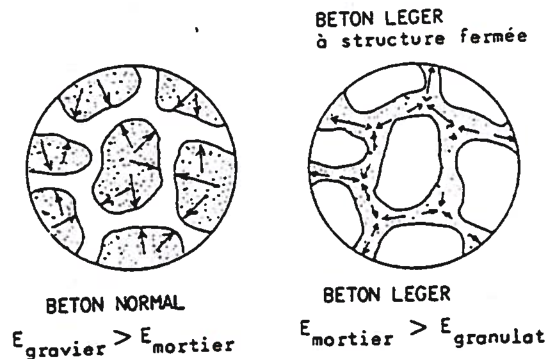


FIGURE 4.19 - TRANSMISSION DES CONTRAINTES ENTRE LE BETON NORMAL ET LE BETON LEGER (79)

Les changements dans la composition de la pâte, tels que ceux provenant de variations dans la proportion d'eau du gâchage ou du volume d'air occlus affectent aussi le module dynamique du béton. Les résultats expérimentaux du tableau 4.3 montrent clairement, la diminution du module dynamique, lorsque le pourcentage eau/ciment pour un mélange passe de 0,41 à 0,54. Ceci, se produit, car l'eau ajoutée en excès de celle strictement nécessaire à l'hydratation se trouve emprisonnée dans les espaces intersticiels, à l'intérieur même du béton.

IV.2.3. Relation entre le module dynamique et la résistance à la compression

Des tentatives de corrélation entre le module dynamique et la résistance à la compression, en utilisant la méthode par résonance ont conduit à une formule du type ci-dessous :

$$\sigma_c = K_1 + K_2 E + K_3 E^2 \qquad (4.14)$$

dans laquelle :

K_1 , K_2 , K_3 , sont des constantes

L'HERMITE [80] a proposé une relation du type 4.14 dont la formule est la suivante :

$$E = K_4 \sigma_c^{\frac{1}{2}} \qquad (4.15)$$

dans laquelle K_4 est un constant

CHEFDEVILLE [81] et TAKANO [82] ont obtenu des résultats qui concordaient davantage avec l'équation suivante :

$$E = K_5 \cdot \sigma_c^{1/3} \qquad (4.16)$$

KAPLAN (83) a trouvé que des relations graphiques empiriques existent entre le module dynamique et la résistance à la compression, lesquels ont des coefficients de corrélation importants, de l'ordre de 80 %, pour des essais effectués sur un même béton à des âges différents. Toutefois, ces relations se trouvent modifiées, lorsque les types de granulats de types variés ou si des proportions différentes de mélanges, sont utilisés.

Le Règlement BAEL et DREUX (84) propose des relations du type 4.14 qui sont les suivantes :

$$E = 12\ 000 \sqrt[2]{\sigma_c} \qquad (4.17)$$

$$E = 10\ 000 \sqrt[3]{\sigma_c} \qquad (4.18)$$

ou :

E et σ_c en MPa

Nous concluons qu'il n'existe aucune relation générale entre le module dynamique du béton et sa résistance à la flexion ou en compression. Toutefois, des corrélations peuvent être utilisées, lorsque les variations du module dynamique et de la résistance sont produites par les modifications de l'âge du béton, le degré de compaction, la proportion d'eau par rapport au ciment ou encore, par la détérioration.

Le problème de base résulte que le matériau testé est composé de deux éléments principaux, matrice et granulat, lesquels ont des propriétés élastiques et des résistances différentes. Le rapport entre (V) et (E) du matériau composant retenu avec une méthode par résonance est réel, figure 4.20. Comme ce rapport est influencé par la valeur du coefficient dynamique de Poisson, NAIK (85) a pensé que pour la plupart des bétons, la valeur estimée du module d'élasticité dynamique est précise à 10 %.

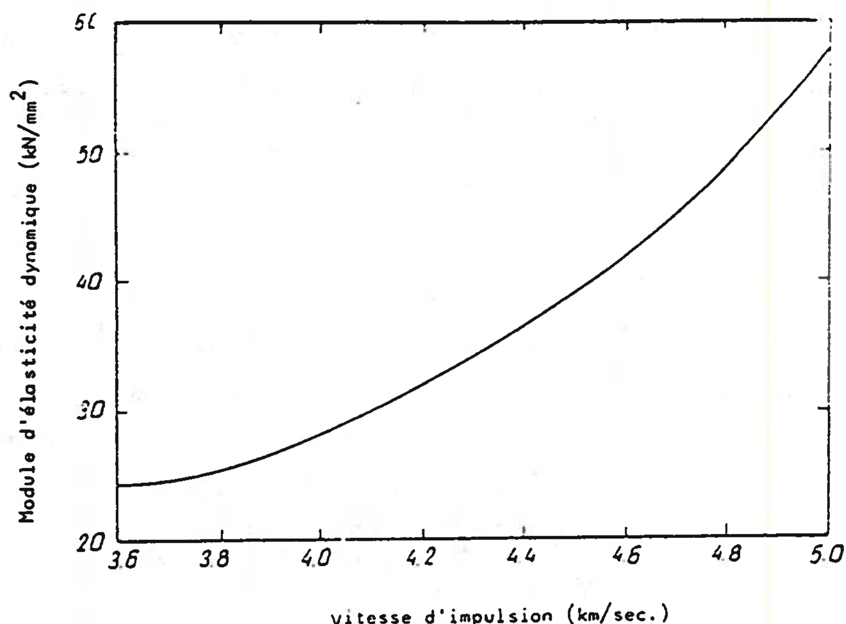


FIGURE 4.20 - RELATION ENTRE LA VITESSE D'IMPULSION ET LE MODULE D'ELASTICITE DYNAMIQUE

Le rapport entre le module d'élasticité dynamique et la résistance du matériau composite n'est pas défini simplement à partir des propriétés et des proportions des composants. Ceci est dû à l'influence de la forme des particules du granulat, de l'efficacité de la liaison granulat-matrice et de la variabilité de la répartition des particules, auxquels s'ajoutent les changements observés dans la matrice durant l'âge. Le granulat peut avoir des propriétés différentes sur son type, sa forme, sa grandeur et sa qualité, tandis que le ciment (sa nature et son type), le type de sable, le rapport eau/ciment et l'âge sont des facteurs importants qui influencent les propriétés de la matrice et par là même, les relations de la résistance.

IV.2.4. Calcul du module d'élasticité dynamique

La formule permettant de calculer le module d'élasticité dynamique (E), à partir de la fréquence de résonance fondamentale longitudinale (Fo) est la suivante :

$$E = (2\ f_o l)^2 \quad \frac{\rho}{g} 10^{-6} \qquad (3.1)$$

avec :

E = module d'élasticité dynamique longitudinal (MPa)
l = longueur de l'éprouvette (m)
fo = fréquence de résonance longitudinale (HZ)
ρ = poids volumique (N/m3)
g = accélération de la pesanteur (9,81 m/s^2)

Cette équation est établie pour un matériau idéalement élastique et isotrope, ce qui n'est pas rigoureusement exact pour les bétons qui présentent des hétérogénéités dans leur structure (pores, fissures...).

IV.3. Domaines d'applications

Les changements de qualités du béton observés dans le temps, occasionnés par le processus de durcissement, l'influence d'un environnement agressif ou par une surcharge, sont décelables par des mesures régulières de la vitesse du son. Les variations de la vitesse du son indiquent l'existence des modifications de la résistance. Cette méthode est très intéressante, car elle permet de conserver les mêmes éprouvettes lors des examens et une relation graphique entre la vitesse du son, en fonction de la résistance est ainsi à établir (figure 4.21). La forme de cette courbe est importante dans la pratique, car elle permet une estimation plus précise de la résistance à l'aide de la vitesse du son, aux valeurs de résistance les plus faibles, un endommagement du béton ou une attaque agressive d0 au gel-dégel, par exemple, ou l'influence de produits chimiques génère une diminution de la vitesse du son, mais il est préférable de suivre une détérioration progressive par des mesures répètées de la fréquence de résonance car, elle présente de nombreux avantages, notamment la finesse et la sensibilité des résultats.

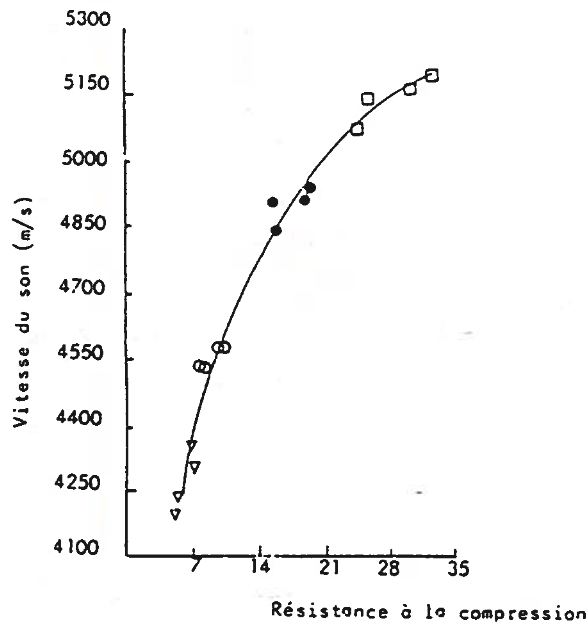


FIGURE 4.21 - RELATION ENTRE LA VITESSE DU SON ET LA RESISTANCE A LA COMPRESSION POUR △3 JOURS, ○7 JOURS ● 28 JOURS, □ 91 JOURS (77)

De nombreuses études ont montré que les changements de qualité du béton étaient directement liés aux variations de la valeur du module dynamique. Cette constatation est la base de la principale application en laboratoire des méthodes par résonance tel un moyen de contrôler la durabilité du béton exposé aux divers facteurs susceptibles de provoquer sa détérioration.

Les méthodes non destructives présentent des avantages considérables, par rapport, aux essais classiques destructifs, parcequ'elles donnent des résultats beaucoup plus reproductibles et permettent aussi, des essais répètés sur un seul et même échantillon. Ce dernier point. est particulièrement avantageux pour une longue série d'essais, car il élimine les différences qui se présentent souvent entre deux échantillons présumés identiques.

Cette méthode nous permet, dans cette étude de mesurer l'évolution des caractéristiques physiques des différents bétons aux cours des nombreux cycles gel-dégel qu'ils ont subi. Elles nous permettent de tracer les graphiques d'évolution de la fréquence de résonance et du module dynamique, en fonction du nombre des cycles gel-dégel.

IV.4. Programme de la recherche expérimentale

La première partie (chapitre V consiste à déterminer l'influence des armatures sur la composition des bétons d'enrobage et de coeur par une analyse de béton frais. La ségrégation des éléments, en fonction de leur masse, ajouté à l'effet de "filtre" des armatures, amène parfois des concentrations locales de matières, ce qui entraîne la formation de zone à teneur en eau élevée notamment près des paraments. Les dosages en eau élevés conduisent à des porosités élevées, ce qui est nuisible à la durabilité car il s'ensuit une mauvaise protection contre l'action des eaux agressives, la corrosion des armatures, le gel, etc...

La mise en évidence d'une manière numérique de la ségrégation, en fonction de ces divers paramètres est obtenue par l'"indice de ségrégation" qui n'est autre que le rapport entre la proportion de mortier de la peau et au coeur ou par le "facteur de ségrégation" qui est le rapport de la proportion de gravier en coeur et en peau.

L'objectif de cette partie est de mettre en évidence les variations de qualité des bétons selon leur localisation dans l'ouvrage pour des bétons légers et de faire des comparaisons avec des bétons traditionnels.

Quatre bétons légers à base d'ARGI 16 seront étudiés, les premiers avec des dosages en ciment (350 et 450 kg/m3) et l'utilisation d'un plastifiant dans le but de réduire la quantité d'eau de gâchage et donc la porosité, le second avec la composition retenue par le groupe béton léger de l'ARBEM, c'est à dire, "à priori pompable", dosage en ciment 450 kg/m3 avec adjuvant spécial, la dernière

avec dosage en ciment 350 kg/m3 sans adjuvant. Tous les bétons légers ont des résistances de 10-12 cm. Quatre bétons traditionnels avec dosages en ciment (350 et 450 kg/m3) et deux consistances (5 et 12 cm) serviront de comparaison.

Deux épaisseurs de recouvrement pour les éprouvettes armées seront retenues (20 et 30 mm).

Les hétérogénéités seront mis en évidence par mesures des variations de composition des bétons frais mis en place dans un moule prismatique en séparant le béton de parement (ou de peau) et celle du coeur.

Les paramètres à prendre en considération sont :

- l'influence du temps de vibration sur la ségrégation
- l'influence de la teneur en eau
- l'influence du dosage en ciment
- l'influence de la teneur en pâte du ciment dans le mortier
- l'influence de la teneur en granulat
- le type de granulat (léger ou traditionnel).

La seconde partie consiste en une étude expérimentale pour analyser les comportements des bétons soumis à des cycles gel-dégel (chapitres VI et VII)

Des séries d'éprouvettes ont été confectionnées avec variation des paramètres suivants :

- le dosage en ciment
- le dosage en eau
- l'ambiance de conservation (salle humide, salle sèche et salle sèche avec produit protecteur).

L'évolution des caractéristiques des bétons sera obtenus par les mesures non destructives (module d'élasticité ,ynamique, vi se du son, masse volumique) à 2, 7, 14 et 28 jours. Tous ces essais seront réalisés avec des éprouvettes prismatiques 14 x 14 x 56 cm.

Les mesures destructives (résistance à la compression et à la traction) ont été réalisées à 28 et 90 jours afin de connaître les caractéristiques mécaniques des bétons.

Les caractéristiques physiques (porosité, absorption capillaire) ont également été réalisées pour analyser en détail, l'hétérogénéité de structure au sein d'une même éprouvette sur des échantillons prélevés à coeur et en surface du béton (après durcissement), comme pour les analyses réalisées sur bétons frais.

La durabilité a été suivie (chapitre VII) par des mesures de l'évolution de fréquence fondamentales de résonance lors des cycles de gel dans l'air (6 heures) et de dégel dans l'eau (6 heures). Les évolutions pour d'autres caractéristiques, (module d'élasticité dynamique, volume apparent, variation du poids, écaillage de surface) seront également notées.

Les résultats de cette phase de recherche ont été interprètés en étudiant :

- l'influence de la résistance des bétons sur la durabilité
- l'influence de la porosité et de l'absorption du béton sur la durabilité.
- la durabilité comparée du béton léger et du béton traditionnel.

En conclusion, nous avons étudiés les conséquences du phénomène de ségrégation sur les propriétés du béton durci (peau et coeur) sur les cas des bétons légers et traditionnels les plus représentatifs des résultats antérieurs.

Tous ces essais complémentaires seront réalisés avec des éprouvettes prismatiques de 7 x 7 x 22 cm à 28 jours des cycles gel-dégel.

CHAPITRE V

ANALYSE DES BETONS FRAIS



V. ANALYSE DES BETONS FRAIS

V.1. Introduction

La durabilité des bétons dépend directement de la qualité de leurs couches superficielles. En effet, le béton, constituant l'enrobage des armatures, a fréquemment des caractéristiques très différentes (et infèrieures) de celles du béton interne.

Il est donc important de caractériser les critères du béton qui permettent de confèrer à celui-ci des propriètés lui permettant de résister convenablement aux agressions extérieures.

Ce chapitre concerne une étude sur la mise en évidence de l'importance du phénomène de ségrégation du béton. La séparation des éléments d'un mélange composite, en fonction de leur masse amène parfois, des concentrations locales de plus gros granulats ou des plus denses, ce qui entraîne, la formation de cavités dans les bétons, particulièrement néfaste à la qualité d'une manière générale des bétons. En effet, cela est nuisible vis à vis de l'esthétique, mais également, par rapport à la durabilité des ouvrages, car il s'ensuit une mauvaise protection contre l'action des eaux aggresives, la corrosion des armatures, le gel...

La ségrégation peut se produire lors de tout mouvement (accélération) d'un mélange, car les grains de différentes grosseurs et densité s'y comportent différemment. La force vive (masse vitesse) des grains les plus lourds étant plus élevée que celle des grains légers, et pourrait être compensée par de plus grandes forces de frottement sur les arêtes. Or ces frottements sont au contraire, plus faibles pour les gros grains que pour les petits car, à volume égal, leur surface est plus petite. Une particule sphérique peut être caractérisée par $\rho \pi d^3 \left(\frac{V_e}{6}\right)$.

ou ρ d . V , sont respectivement la gravité spécifique, le diamètre et la vitesse de la particule (85).

L'aptitude d'une particule pour pénètrer le béton est ex-

primée par :

$$\rho \pi d^3 \left(\frac{V_e}{6}\right) / \pi d^2 \quad \text{ou} \quad \rho d \left(\frac{V_e}{6}\right)$$

πd^2 est la section d'une particule.

Si ρ et V_e sont constants, les plus grosses particules tendent à se déplacer plus loin, produisant la ségrégation.

Le rapport entre la surface des grains et leur volume, rapport qui croît quand les grains deviennent plus petits, est une mesure des frottements internes et de la cohésion des particules entre elles. (85)

On peut donc réduire la tendance à la ségrégation en augmentant les frottements internes et la cohésion du mélange. Les matériaux constitués pas des grains ronds et lisses sont plus enclins à la ségrégation que les mélanges de matériaux concassés (arêtes vives) dont, les frottements internes sont plus élevés. Les frottements étant plus importants, la ségrégation est plus à craindre pour les mélanges secs que lorsqu'ils sont humides ; mais, si la teneur en eau dépasse une certaine valeur, les frottements diminuent à nouveau et une séparation par sédimentation se produit, c'est-à-dire, que les gros grains se déposent rapidement tandis que les fins sont emportés par l'eau (85)

Ces considérations générales sur la ségrégation d'une façon générale, reste valable pour le béton frais. Si lors des bétonnages il n'est pas pris les précautions convenables et si l'on ne s'oppose pas à la ségrégation par des mesures appropriées, les inconvénients qui résultent de la séparation des éléments du béton sont nombreux :

augmentation de la perméabilité, baisse des résistances mécaniques, mauvaise finition des surfaces...

Il existe des essais pour juger de l'aptitude du béton frais à s'écouler (maniabilité), et il en est de même pour la ségrégation interne que L'HERMITE définie comme "étant la propriètė que possèdent les grains les plus gros afin de se mouvoir au sein du béton, suivant la direction de la pesanteur, ou le contraire, pour les granulats légers dont la densité propre est plus faible que celle de la masse qui les entoure" (86).

Il est, à noter, toutefois, que les essais de ségrégation sont beaucoup moins nombreux, et moins pratiqués, que ceux dits de "maniabilité", malgré l'influence importante du phénomène de la qualité ultérieure du matériau.

L'HERMITE et TOURNON caractérisent la tendance du béton frais à la ségrégation interne par le déplacement du centre de gravité d'une éprouvette cylindrique (87).

L'étude traite, essentiellement, de la vibration du béton frais. Les mesures de ségrégation s'effectuent à partir d'un moule rempli de béton, et vibré verticalement sur une table vibrante.

Après vibration, les éléments constitutifs les plus denses et les plus gros ont plus ou moins tendance à descendre vers le fond du moule.

Le principe général consiste à mesurer la variation de la densité du béton dans la hauteur du moule. Un exemple de cette variation mesurée par tranches est représenté sur la figure 5.1 pour un béton de E/C = 0,679 et après 12 minutes de vibration sur une table vibrante (87)

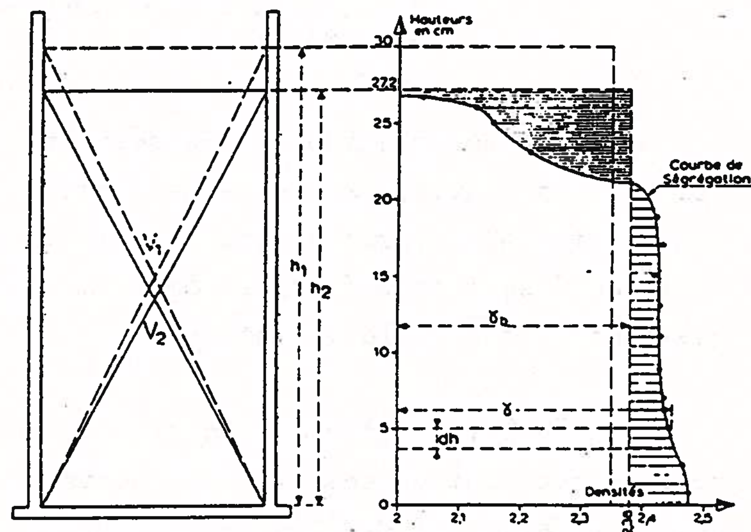


FIGURE 5.1 - VARIATION DE LA DENSITE DU BETON DANS LA HAUTEUR DU MOULE (87)

L'état de ségrégation est défini ci-dessous :

$$\text{Ségrégation} = \int_0^{h_2} \frac{\gamma_B - \gamma}{h_2} \, dh \; \frac{1}{\gamma_G - \gamma_B} \tag{5.1}$$

avec :

γ_B : densité moyenne du béton après vibration

γ : densité d'une couche élémentaire dh

γ_G : densité du granulat

h_2 : hauteur du béton après vibration

Pour simplifier les opérations, on détermine avec précision le centre de gravité du moule et de son contenu. Le déplacement du point G_1, de G_1 à G_2 par rapport au centre géomètrique permet de chiffrer la ségrégation, figure 5.2.

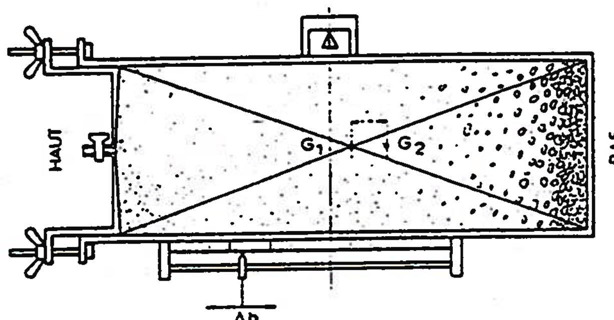


FIGURE 5.2. - DETERMINATION PAR PESEE DU DEPLACEMENT DU CENTRE DE GRAVITE G, G_1, et G_2 POSITIONS AVANT ET APRES VIBRATION (87)

Ces mesures sont assez délicates à exécuter. En effet, on voit sur la figure 5.2 que les variations des densités restent assez petites même après douzes minutes de vibration, et les déplacements de G sont très faibles. De plus, cette mesure ne s'applique que dans le cas de la vibration.

POPOVICS défini un facteur de ségrégation par le rapport de la concentration des gros granulats entre les parties supérieures et inférieures de l'éprouvette (88). Il ajoute, que dans certains cas, la vibration du béton frais crée une ségrégation interne dans le mélange. Ceci signifit, que les particules de granulats grossières s'assemblent dans la partie la plus basse, ou dans le cas du béton des granulats légers dans la partie supérieure du béton. La différence plus grande entre la densité du granulat et la densité du mortier, est plus vraisemblablement à l'origine des ségrégations.

Lorsque ces densités sont sensiblement les mêmes, la ségrégation interne est improbable. Une méthode d'essai simple visant à vérifier la tendance d'un mélange pour la ségrégation interne est la suivante :

Un réservoir en métal d'environ 14 dm^3 est rempli avec un béton frais qui est alors consolidé par la vibration. Le temps de vibration peut être une période fixée, à savoir 15 secondes, ou sélectionnée afin que le béton soit consolidé légèrement plus qu'il n'est nécessaire après vibration. Les teneurs en gros granulats des particules supérieures et plus basses sont déterminées par le lavage à travers un tamis de (4 mm). L'augmentation ou diminution de la teneur en granulats grossiers est un indicateur de la tendance pour la ségrégation interne, et peut être exprimée tel un facteur de ségrégation (FS) de la manière suivante :

$$FS = \frac{\text{teneur en granulat grossier de la partie coeur}}{\text{teneur en granulat grossier de la partie peau}} \qquad (5.2)$$

Il est net, que le poids spécifique des gros granulats et la consistance du béton soient deux facteurs importants influençant la ségrégation interne durant la vibration pendant un temps donné.

Des mesures de variation de densité, par rayons Gamma sont également utilisées (89).

Des expériences de visualisation directe sur des mouvements des granulats à travers des parois transversales ont déjà été menées. Toutefois, l'interprétation des observations s'avère assez imprécise et non numérique (90).

D'autres méthodes sont proposées mais elles semblent être restées dans le domaine purement théorique. En effet, il est évidemment séduisant de considérer la variation de l'énergie cinétique et d'écrire que la ségrégation est une fonction de $\frac{1}{2}$ mV^2, notamment, en ce qui concerne la hauteur de la chute du béton.

Certes, ces lois physiques doivent guider les recherches mais il ne faut pas oublier les nombreux paramètres qui interviennent dans le comportement du béton frais et il est difficile de les prendre

tous valablement en compte sur le plan mathématique. Pour notre part, nous avons donc cherché, plutôt à réaliser des expérimentations pratiques non sophistiquées.

L'analyse du béton frais a été retenue, elle est basée sur des opérations de sèchage et de tamisage du béton extrait des différentes parties du moule. Ces opérations sont longues, mais elles permettent de déterminer avec assez de précision les variations de composition de la pâte et dans la concentration des granulats.

Nous nous intéressons particulièrement au rôle joué par la présence d'un ferraillage sur la concentration et la répartition des granulats après la mise en place dans des moules prismatiques (de taille suffisante 14 x 14 x 56 cm) pour que les prélèvements soient représentatifs du béton.

Par suite de l'effet de paroi et de ségrégation résultant des méthodes de compaction comme la vibration, le béton n'est pas homogène en partant de l'extérieur vers l'intérieur et nous pouvons parler de "peau" du béton. En fait, il y a trois peaux : (91)

- le ciment (laitance), le mortier, et la peau du béton

les deux premières par les effets mentionnés et la dernière par la variation de la teneur en eau et la présence du ferraillage.

Les propriétés de la peau du béton sont décrites par MAMILLAN (92) duquel la figure 5.3 a été tiré.

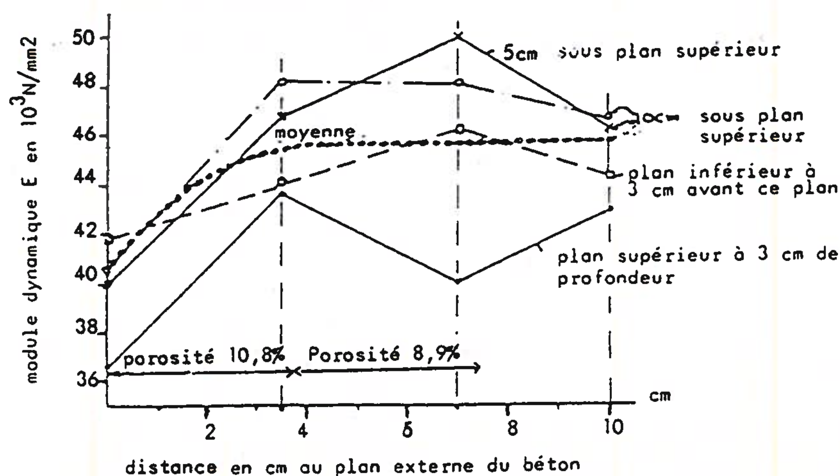


FIGURE 5.3. - MODULE DYNAMIQUE E DE LA PEAU DU BETON EXTERIEUR (92)

Ainsi pour une bonne qualité moyenne du béton (figure 5.3) il y avait, dans la direction latérale, en allant du noyau à la peau, une diminution d'environ 17 % du module d'élasticité dynamique (E), et une augmentation d'environ 21 % de la porosité ; pour le couche supérieure, les différences étaient même plus élevées. Par conséquent, les arêtes supérieures ont la qualité la plus faible.

V.2. Caractéristiques des bétons réalisés

Au vu des études qui sont réalisées antérieurement au C.E.B.T.P. pour des ouvrages en ambiance marine, nous avons défini, une composition de béton léger qui va nous servir de matériau de base pour étudier sa durabilité. La composition choisie reflète le souci d'obtenir une résistance moyenne à la compression supérieure à 40 MPa pour 28 jours, de durabilité adaptés à un environnement agressif et qu'il soit, à priori, pompable, car selon les entreprises réalisant les ouvrages en mer, c'est ce type de béton qui devrait être le plus rapidement intéressant.

Après enquête, auprès des sociétés de béton prêt à l'emploi, réalisant ce type de béton, ces conditions conduisent (93) principalement à l'emploi d'un adjuvant de pompabilité spécial béton léger (DAREX DPA).

Deux bétons légers à base d'ARGI 16 sont étudiés, le premier avec dosage en ciment 350 kg/m3 avec et sans plastifiant (cône 12 cm), le second avec dosage en ciment 450 kg/m3 avec plastifiant ou DAREX (cône 12 cm).

Afin de pouvoir mieux comprendre les résultats obtenus sur les bétons légers de structure, deux bétons traditionnels avec deux teneurs en ciment (350 et 450 kg/m3) et deux affaissements au cône (5 et 12 cm) sont réalisés.

V.2.1. Choix des matériaux

1. Ciment

Compte tenu des exigences de construction effectuée dans certains pays étrangers, il est préfèrable de réaliser tous les bétons avec un ciment qui pourrait être classe V selon l'ASTM (faible teneur en aluminate tricalcique C_3A). Le (ou l'un des) ciment(s) français qui peut répondre à ces exigences est le ciment CPA 55 de l'usine LAFARGE lequel est appelé également HTS (Haute Teneur en Silice) et qui est classé "Prise mer".

Les principales valeurs obtenues pour les essais normaux ou les différentes analyses sont les suivantes :

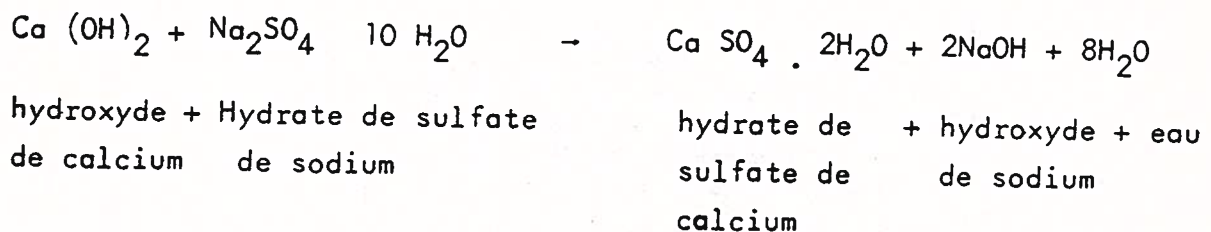
Résistance (MPa) (mortier ISO)	Flexion	Compression
à 2 jours	6,9	36,2
à 28 jours	9,5	62,2
à 90 jours	10,3	68,0
Composition	**Classe V (ASTM) maxi (%)**	**CPA 55 H.T.S.**
C_3A	5	4,0
$C_4AF + 2\ C_3A$	20	12
M_gO	4	
perte au feu	3,0	0,67
SO_3	2,3	1,6
insoluble	0,75	
Finesse BLAINE	3030 cm^2/gm	

TABLEAU N° 5.1 - VALEURS OBTENUES POUR LES ESSAIS NORMAUX

Tous les ciments Portland ont pratiquement les mêmes composants, mais les proportions changent considérablement, et il a été maintes fois démontré qu'une teneur basse en aluminate tricalcique ($3\ CaO\ .\ Al_2O_3$) augmente la résistance du béton à l'attaque des sulfates.

Les produits contenant du ciment peuvent être attaqués par les sulfates solubles auxquels il sont exposés. Ceci arrive souvent, quand le béton est au-dessous du niveau du sol ou dans la mer. Les solutions des sulfates attaquent le ciment Portland de deux façons différentes : (14)

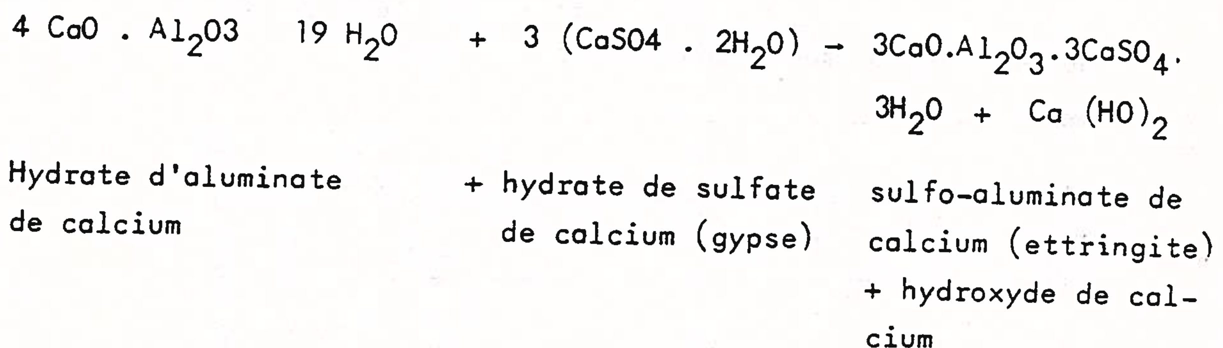
1. Ils réagissent avec les hydroxydes de calcium qui se trouvent dans le ciment et forment des sulfates de calcium.



$$Ca\ (OH)_2 + Na_2SO_4\ \ 10\ H_2O \rightarrow Ca\ SO_4\ .\ 2H_2O + 2NaOH + 8H_2O$$

hydroxyde de calcium + Hydrate de sulfate de sodium → hydrate de sulfate de calcium + hydroxyde de sodium + eau

2. Ils réagissent avec les aluminates de calcium et forment des sulfo-aluminates de calcium



$$4\ CaO\ .\ Al_2 03\ \ 19\ H_2O + 3\ (CaSO4\ .\ 2H_2O) \rightarrow 3CaO.Al_2O_3.3CaSO_4.\ 3H_2O + Ca\ (HO)_2$$

Hydrate d'aluminate de calcium + hydrate de sulfate de calcium (gypse) → sulfo-aluminate de calcium (ettringite) + hydroxyde de calcium

La conversion de l'hydroxyde de calcium en sulfate de calcium double (et même plus) le volume des corps solides. De la même manière la formation de sulfo-aluminate fortement hydraté est accompagnée d'un doublement du volume. C'est cette grande expansion, qui cause la rupture du béton lorsqu'il est exposé à l'action nocive des sulfates.

2. Granulats légers et traditionnels

Les granulats légers produits en FRANCE et aptes à la réalisation des bétons de structure sont au nombre de quatre. Les caractéristiques principales des granulats sont résumées dans le tableau suivant :

Appellation	ARGI 16	GALEX	GRANULEX	SUREX
Nature	argile	laitier	schiste ardoisier	schiste
Masse volumique en vrac(kg/m3)	630	900	770	660
Masse volumique réelle (kg/m3)	1060	1690	1430	1170
Classe granulométrique réelle	4/12	4/12	3/8	6/12
Résistance conventionnelle MPa	12,8	4,3	7,9	4,1
Absorption d'eau (à 2 j) —	9,5	3,0	5,5	5,5
en % pondéral (saturation sous vide) —	43	9,5	19,0	33

Tableau n° 5.2

Les courbes granulométriques de tous les granulats légers sont donnés dans la figure 5.4.

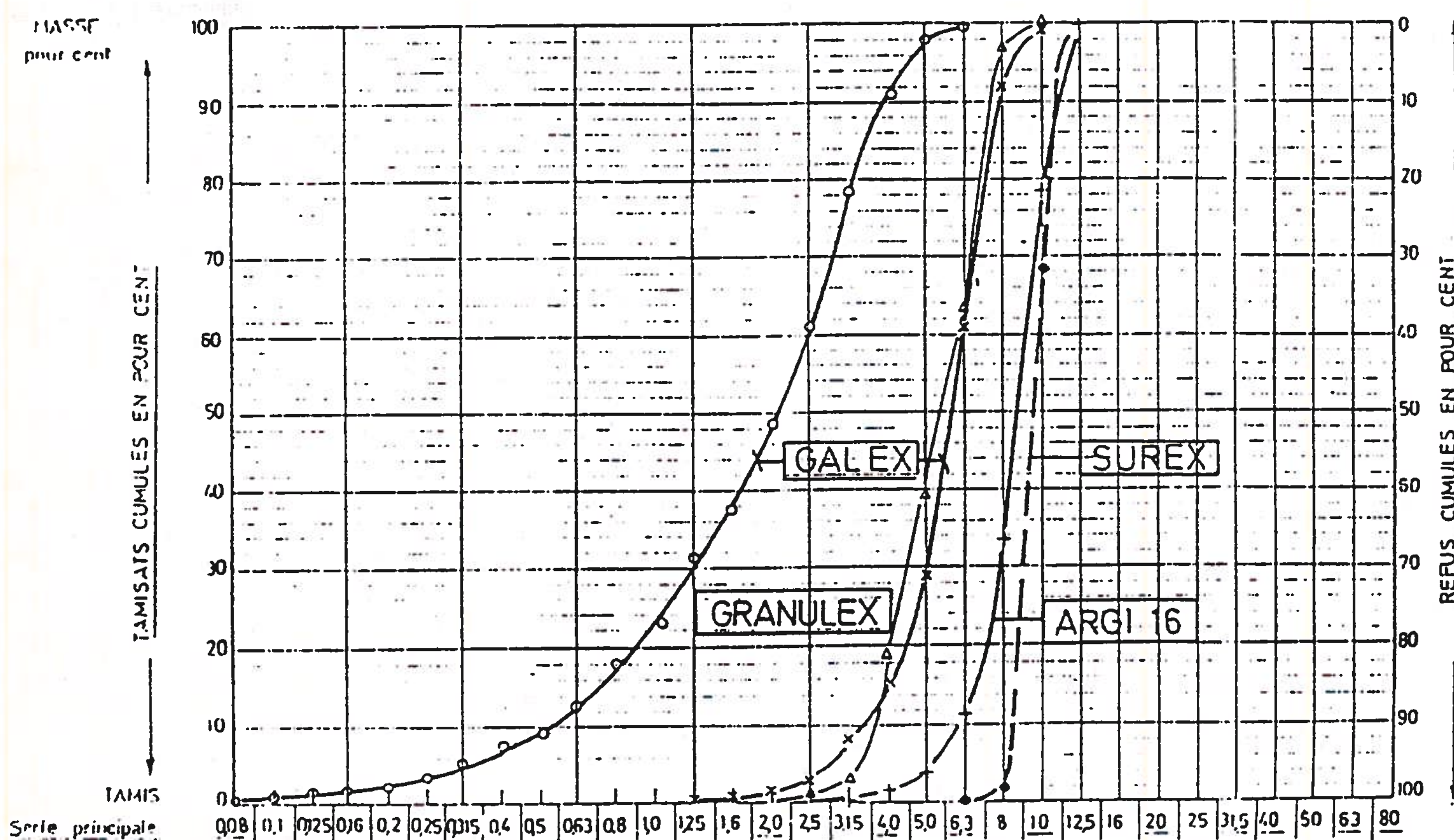


FIGURE 5.4. - COURBES GRANULOMETRIQUES DES GRANULATS LEGERS

Le granulat léger retenu pour cette étude est :

l'ARGI 16 - 4/10 produit par la tuilerie Briqueterie Française de ROUMAZIERES LOUBERT (CHARENTE)

L'ARGI 16 choisi est le 4/10 lourd car, celui de 450 kg/m3 environ (en vrac) risque de conduire à des performances mécaniques insuffisantes.

Compte tenu des résistances mécaniques visées, les sables utilisés sont des sables naturels. Quatre sables naturels sont utilisés :

- deux "classiques" , le 0/1,6 et le 1,6/5 qui sont des silico-calcaires de SEINE lavés et définés.

et

- deux"fins", le 0,05/0,1 et 0,1/0,3 qui sont siliceux.

Ces deux derniers sables sont introduit afin de combler le déficit en élément fin des sables de SEINE. En effet, cette condition est importante pour l'obtention des bétons pompables.

Les courbes granulométriques sont données ci-dessous, figure 5.5.

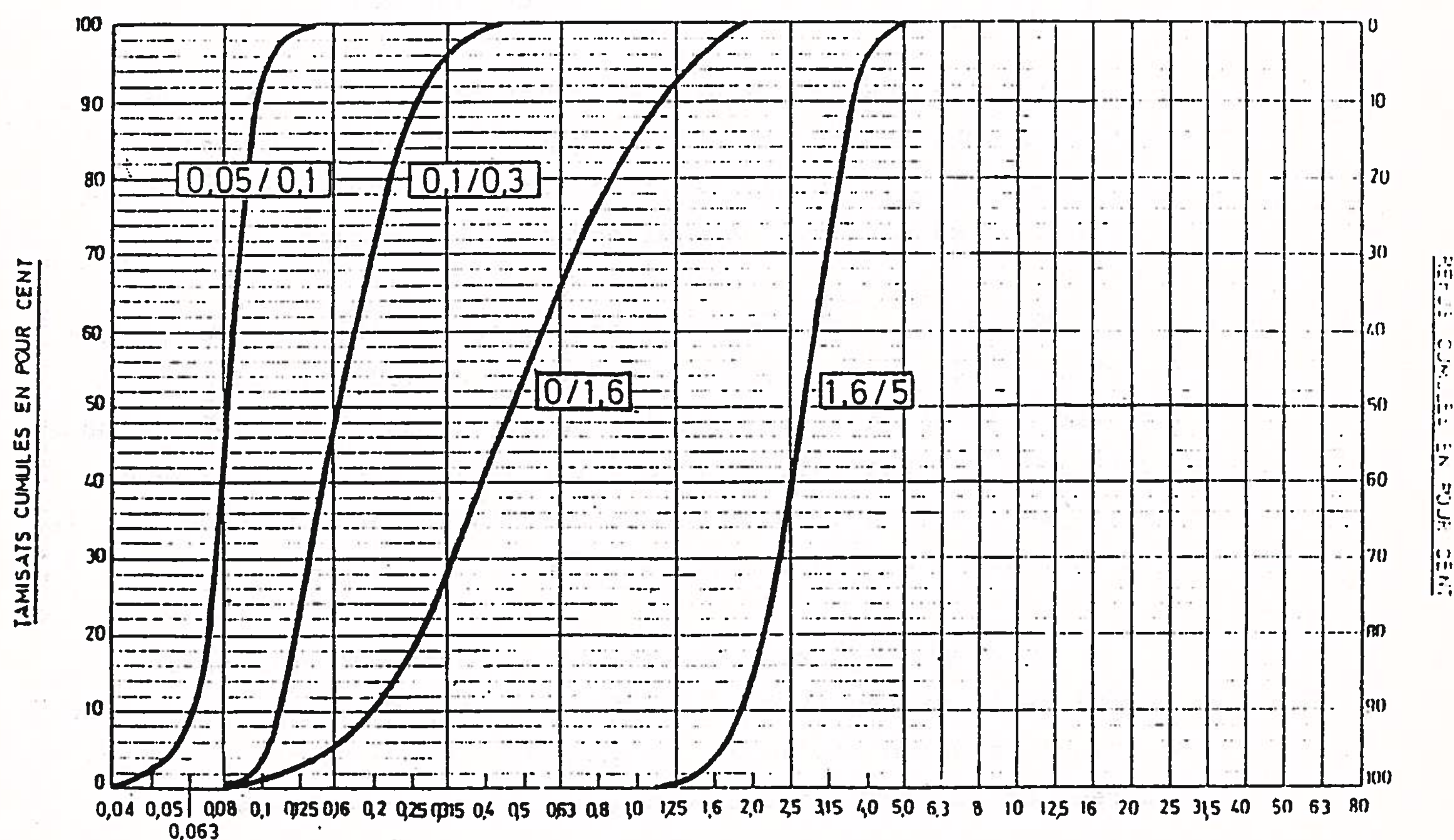


FIGURE 5.5. - COURBES GRANULOMETRIQUES DES GRANULATS NATURELS

Les masses volumiques réelles et apparentes de ces quatre sables sont les suivantes (en kg/m3) :

		0,05/0,1	0,1/0,3	0/1,6	1,6/5
Masse volumique (en kg/m3)	Apparente	1,55	1,56	1,55	1,55
	Réelle	2,60	2,62	2,61	2,62

Pour les bétons traditionnels de référence, ils sont réalisés avec des granulats silico-calcaires du bassin de la SEINE d'un diamètre maxium de 20 mm tamis (sable 0/5 et gravier 5/20).

V.2.2. Composition des bétons

V.2.2.1. Principe de composition

La composition d'un mélange du béton traditionnel consiste en principe, à utiliser de la manière la plus économique possible, les divers matériaux disponibles, en vu de produire un béton d'ouvrabilité convenable, de résistance suffisante, de durabilité satisfaisante et répondant à certains critères (pompabilité...).

Pour les bétons légers de structure, s'y ajoute la nécessité de réaliser un béton de masse volumique limitée à une certaine valeur. D'autre part, il faut aussi tenir compte des propriétés spécifiques des granulats légers lors de l'élaboration du mélange.

Si le béton "pompable" a une teneur en eau trop basse, les particules solides, au lieu de se déplacer convenablement dans le tube, exercent une pression sur les parois de celui-ci, mais lorsque la teneur en eau est correcte, la friction se développe uniquement à la surface du tube et dans une couche mince, donc, presque tout le béton se déplace à la même vitesse. (94)

Il peut être utile de rappeler le problème de la friction et celui de la ségrégation, d'une façon plus générale. Dans un tube, par lequel le béton est pompé, un gradient de pression existe dans la direction du flux, ce qui occasionne deux effets : (94)

la friction et la pression sur le matériel

il en résulte que le matériel doit être capable de transmettre une pression suffisante afin de vaincre toute résistance dans le tube. Pour tous les composants du béton, l'eau seule est pompée dans son état naturel et donc, c'est elle, qui transmet la pression aux autres composants du mélange.

Deux genres de blocages peuvent être définis. Dans le premier, cas, l'eau s'échappe du mélange et la pression n'est plus transmise aux particules et aux éléments solides qui ne peuvent plus se mouvoir. Ceci arrive, quand les vides dans le béton ne sont pas suffisamment petits ou répartis pour assurer une friction interne dans le mélange, suffisante pour vaincre les frottements sur le tube. Une quantité suffisante d'éléments fins peut alors, créer un effet de " filtre bloqué" qui permet à l'eau de transmettre sa pression sans fuir du mélange. Plus simplement, la pression à laquelle une ségrégation a lieu doit être plus élevée que la pression indispensable pour pomper le béton (94) . Le blocage du deuxième type, se produit lorsque la quantité d'éléments fins est trop grande ; la résistance frictionnelle du mélange est alors, si grande que la pression exercée par le piston n'est pas suffisante pour déplacer la masse du béton qui se bloque. -La situation optimum serait de créer une résistance frictionnelle maximale sur la surface des parois du tube et une petite surface spécifique du granulat. Ceci implique que les dosages en gros granulats doivent être les plus élevés possibles et que la composition granulométrique doit être telle, qu'il n'y ait qu'une petite teneur en vides afin qu'une petite quantité d'éléments fins soit suffisante pour produire l'effet de filtre bloqué.

Récemment, on a commencé de pomper le béton léger de structure, jusqu'à présent cela n'était pas envisageable car si la surface du granulat léger était étanche, on aurait pu pomper ce béton comme un béton classique mais, comme la surface du granulat est poreuse, sans pression, l'eau pénètre dans les granulats à travers les pores, ainsi le mélange peut devenir très sec.

L' enquête réalisée auprès des laboratoires des centrales à béton prêt à l'Emploi qui ont mis au point des bétons légers de structures pompable, a montré, que pour obtenir un béton, à priori pompable avec dosage en ciment de l'ordre de 450 kg/m3, il convient de respecter les prescriptions suivantes : (93)

- emploi d'un adjuvant de pompabilité adapté aux bétons légers.
- volume apparent des granulats légers compris entre 650 et 700 l/m3
- volume apparent en sable naturel (ayant suffisamment d'éléments fins) supérieur à 400 l/m3 c'est à dire, 650 - 680 kg/m3.
- emploi des granulats légers à absorption d'eau limitée et prémouillage.

L'adjuvant le plus utilisé est le DAREX DPA ; c'est un adjuvant de cohésion, il est particulièrement adapté en cas de pompage des bétons légers. Le dosage préférentiel est de l'ordre de 90 - 100 g par mètre cube de béton et ce, quelle que soit le dosage en liant. La fiche technique de ce produit est donné en annexe.

Cet adjuvant est une poudre et doit donc être, bien réparti sur les granulats dans le malaxeur avant introduction de l'eau de gâchage.

Des comparaisons avec des bétons confectionnés avec plastifiant (FILPLAST) ou sans adjuvant sont prévues.

V.2.2.2. Composition des bétons

A. Bétons traditionnels

A partir des compositions du C.E.B.T.P., et suivant la méthode DREUX-GORISSE, nous avons donc réalisé, quatre compositions différentes.

Les compositions théoriques des bétons traditionnels sont rassemblées dans le tableau 5.3, en kg, pour un mètre cube de béton.

Référence du béton	Ciment	eau	sable 0/5	gravier 5/20	G/S pondéral	affaissement au cône (cm)	densité
AA	350	190	730	1136	≈ 1,55	5	≈ 2,40
AB	350	210	725	1125		12	
AC	450	200	630	1136	≈ 1,80	5	≈ 2,41
AD	450	210	625	1125		12	

Tableau 5.3

Les proportions théoriques des différents granulats sont (en kg/m3) :

Référence du béton	sable 0/5		Gravier 5/20		
	0/1,6	1,6/5	5/8	8/12,5	12,5/20
AA	604	126	170	398	568
AB	600	125	168	394	563
AC	535	95	170	398	568
AD	531	94	168	394	563

Tableau 5.4

Toutes les séries sont réalisées dans des conditions identiques de bétonnage.

B. Bétons légers

Les compositions de béton sont également calculées par la méthode DREUX-GORISSE, adaptée aux bétons légers. Pour respecter les résultats de l'enquête sur les bétons légers pompables réalisée par le groupe "béton léger" de l'ARBEM, le rapport G/S en volume apparent doit être à la limite inférieure à 1,6 (93).

D'autre part, pour assurer une bonne pompabilité (théorique) du béton, il est judicieux, d'avoir des éléments fins en quantité suffisante. Comme les sables de la Région Parisienne présentent des "creux" dans la partie fine, il faut donc ajouter des sables fins siliceux [(0,05/0,1) et (0,1/0,3)] afin de corriger ce défaut.

Les courbes granulométriques des matériaux et la méthode DREUX conduisent à la composition volumétrique qui est la suivante (en %) :

ARGI 16		: 62 %
sable naturel	1,6/5	: 12 %
	0/1,6	: 20 %
	0,1/0,3	: 3^+ %
	0,05/0,1	: 3^- %

Pour bien combler le défaut en fines du sable 0/1,6, les proportions réelles adoptées pour les sables naturels sont :

sable naturel 1,6/5	:	12 %
0/1,6	:	18,5 %
0,1/0,3	:	4 %
0,05/0,1	:	3,5 %

Les compositions théoriques des bétons légers sont rassemblées dans le tableau 5.5 pour un mètre cube de béton (en kg/m3).

Référence du béton	dosage en ciment (kg/m3)	affaissement au cône (cm)	granulat 0/5	ARGI 16 4/10	Adjuvant
BB	350	12	750	430	-
CB	350	12	780	430	FILPLAST
CD	450	12	680	435	FILPLAST
DD	450	12	650	435	DAREX

L'adjuvant FILPLAST est un plastifiant rétenteur d'eau. La fiche technique de ce produit est donnée en annexe.

V.2.2.3. Modes opératoires

Les analyses de béton frais sont réalisées sur des éprouvettes 14 x 14 x 56 par des prélèvements schématisés ci-dessous :

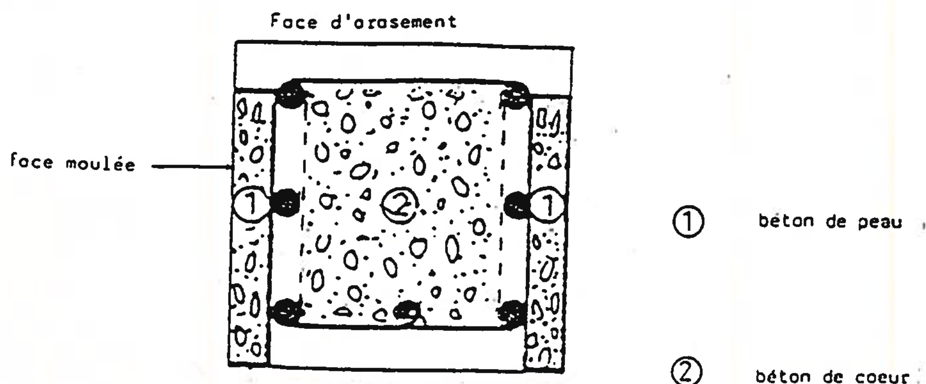


FIGURE 5.6. - ANALYSES DE BETON FRAIS ENTRE LE BETON DE PEAU ET DE COEUR

Les essais sont réalisés alors que le béton est âgé de 2 à 2 ½ heures afin de pouvoir démouler les éprouvettes sans étalement du béton frais.

Par ailleurs, des prélèvements dans les mêmes zones sont effectués afin de déterminer les teneurs en eau (t_e) par brûlage à l'alcool.

Le tamisage d'un poids (P_t) connu du mélange est réalisé sous l'eau avec les tamis de 5 mm et 0,16 mm (4 mm et 80 μm pour les bétons légers) afin de séparer les graviers, les sables et les ciments. Le tamis fin est celui de 0,16 mm pour les bétons traditionnels car le 80 μm est trop fin et s'obstrue rapidement, de plus le pourcentage de la partie 0/0,16 dans le sable 0/1,6 est très faible (< 5 %).

Après sèchage à l'étuve, le poids du sable (P_s) et le poids des graviers (P_g) permettent de déterminer la teneur en granulats du mélange pour chaque partie (peau et coeur).

La teneur en gravier est $t_g = \frac{P_g}{Pt}$

La teneur en sable est $t_s = \frac{P_s}{Pt}$ (5.3.)

La teneur en ciment est $t_c = 1 - (t_g + t_s + t_e)$

Afin de mieux interpréter les résultats, on définira un indice de ségrégation IS comme étant égal à :

$$IS = \frac{t_{mp}}{t_{mc}} \qquad (5.4.)$$

avec :

t_{mp} : teneur en mortier % dans la peau

t_{mc} : teneur en mortier % dans le coeur.

plus la différence entre l'indice de ségrégation de la peau et du coeur est élevée, plus la ségrégation est grande.

V.3. RESULTATS SUR BETON FRAIS

V.3.1. Composition réelle des bétons

Compte tenu des quantités exactes d'eau incluses pour obtenir les affaissements au cône recherché, et de la masse volumique réelle des bétons (mesure sur trois prismes 14 x 14 x 56 cm non armés), il est possible de calculer les compositions réelles "moyenne" des bétons réalisés (en kg/m3) :

Référence du béton	AA	AB	AC	AD	BB	CB	CD	DD
	Traditionnel				léger			
masse volumique	2333	2336	2333	2326	1707	1722	1801	1782
ciment	339	337	437	432	352	348	448	442
eau de gâchage	184	202	183	201	187	175	189	182
sable 0/1,6	586	582	519	513	494	523	502	501
sable 1,6/5	123	121	92	91	217	233	221	219
gravier 5/8	165	164	166	163	-	-	-	-
gravier 8/12,5	385	382	386	382	-	-	-	-
gravier 12,5/20	551	548	550	544	-	-	-	-
ARGI 16 (sec)	-	-	-	-	457	434	441	438
Affaissement au cône (en cm)	5,5 à 6	12 à 12,5	6 à 7	13 à 13,5	12	12	12	12
Adjuvant	-	-	-	-	-	FIL-PLAST	FIL-PLAST	DAREX
E/C	0,543	0,599	0,419	0,465	0,523	0,503	0,422	0,412
G/S réel	1,553	1,558	1,804	1,803				

Tableau 5.6

TABLEAU N° 5.6 - COMPOSITIONS REELLES DES BETONS

Pour chaque béton, deux gâchées sont ensuite réalisées permettant chacune la confection de quinze prismes 14 x 14 x 56 cm dont les caractéristiques et utilisations sont les suivantes :

Gâchée	N°	Armature	Recouvrement (mm)	Utilisation
1	1	non	-	Salle humide -résistance à 28 j
	2	non	-	
	3	non	-	Salle humide - résistance à 90 j
	4	non	-	
	5	non	-	Salle sèche - résistance à 28 j
	6	non	-	
	7	non	-	Salle sèche - résistance à 90 j
	8	non	-	
	9	non	-	Salle sèche+cure- résistance à 28 j
	10	non	-	
	11	non	-	Salle sèche+cure- résistance à 90 j
	12	non	-	
	13	oui	20	Salle humide puis gel-dégel
	14	oui	20	Salle sèche puis gel-dégel
	15	oui	20	Analyse de béton frais et teneur en eau
2	16	oui	20	Salle humide - puis gel-dégel
	17	oui	30	
	18	oui	30	Salle humide - porosité et absorption
	19	non	-	réserve
	20	oui	20	Salle sèche-puis gel-dégel
	21	oui	30	
	22	oui	30	Salle sèche - porosité et absorption
	23	non	-	réserve
	24	oui	20	Salle sèche+cure puis gel-dégel
	25	oui	30	
	26	oui	30	Salle sèche+cure - porosité et absorption
	27	oui	20	Salle sèche - protection puis gel-dégel
	28	oui	30	
	29	oui	30	Salle sèche + prot.-porosité et absorpt.
	30	oui	30	Analyse de béton frais et teneur en eau

V.3.2. Composition des bétons de surface et en coeur

Les analyses du béton frais réalisées sur chacun des cas, donnent les résultats suivants en pourcentage pondéral, il s'agit de la moyenne des prélèvements réalisés sur les 20 et 30 millimètres de recouvrement (car les différences sont faibles pour les mesures de la peau).

	Référence du béton	Eau			Ciment (0/0,16 mm)			80µ et Sable 0,16/5 mm			Gravier 5 / 20		
		Moy.	peau	coeur	Moy.	peau	coeur	Moy.	peau	coeur	Moy.	peau	coeur
Béton Traditionnel	AA	7,9	7,7	6,3	14,5	14,6	12,1	30,3	31,6	29,6	47,4	46,1	52,0
	AB	8,6	7,8	7,5	14,4	14,7	11,9	30,1	31,3	29,6	47,1	46,2	51,0
	AC	7,8	7,5	7,4	18,7	18,7	17,5	26,2	29,2	26,4	47,5	44,6	48,7
	AD	8,6	7,9	7,5	18,6	18,0	16,8	26,0	30,8	26,4	47,1	43,3	49,3
Béton Léger	BB	11,6	10,9	10,7	20,6	21,7	22,7	41,0	41,4	38,5	26,8	26,0	28,1
	CB	11,3	10,5	10,8	20,2	21,3	20,2	43,3	43,7	41,7	25,2	24,5	27,3
	CD	12,7	11,7	11,6	24,9	26,4	26,9	37,9	37,6	36,9	24,5	24,5	24,6
	DD	12,7	12,3	13,0	24,8	25,0	24,3	37,9	38,3	36,9	24,6	24,3	25,0

Tableau 5.7

Les compositions réelles des bétons de surface et en coeur sont donc (en kg/m3).

	Référence du béton	Eau		Ciment		Sable		Gravier	
		peau	coeur	peau	coeur	peau	coeur	peau	coeur
Béton Traditionnel	AA	180	148	341	282	737	691	1076	1213
	AB	182	175	343	278	731	691	1079	1191
	AC	175	173	436	408	681	617	1041	1136
	AD	184	174	419	319	716	614	1007	1147
Béton Léger	BB	186	183	370	387	707	657	444	480
	CB	181	186	367	348	753	718	422	470
	CD	211	209	475	484	677	665	441	443
	DD	219	232	448	433	683	658	433	446

Tableau 5.8

V.4. Interprétation des résultats

V.4.1. Influence du temps de vibration sur la ségrégation

L'un des moyens le plus efficace pour obtenir une densité de béton maximale est, bien sûr, la vibration. En effet, un mélange crée une énergie de glissement qui réduit le frottement interne entre les particules du béton et expulse l'air inclus.

La rhéologie du béton frais est fonction de trois paramètres : (88)

- stabilité
- compactibilité
- mobilité

La stabilité implique l'écoulement du béton frais sans force extérieure et dépend des caractéristiques de ressuage et ségrégation. Son influence sur le comportement du béton sous la vibration est, par conséquent, relativement mineure quant à la possibilité de la ségrégation avec béton de teneur en eau basse. Un tel mélange redevient stable après la consolidation car, sous la vibration, la matrice devient momentanément fluide et développe la cohésion et la résistance au cisaillement.

La compactibilité et la mobilité sont plus importante car elles influencent le comportement du béton frais sous la vibration. La compactibilité se réfère à la possibilité à l'air inclus d'être expulsé à partir de la masse, et aux particules d'être re-positionnées avec augmentation de la densité sans la ségrégation. La mobilité est une fonction du frottement cohésif et des forces visqueuses, qui tendent à restreindre l'écoulement. La cohésion est créée par les forces d'attractions entre les particules, tandis que la résistance est due à l'écoulement visqueux de la matrice. Quand une force externe est appliquée, comme durant la vibration, aucun écoulement n'arrivera tant que les contraintes de cisaillement restent supérieures à une limite critique.

Après cette limite, le béton se comporte comme un solide. Cependant, comme les contraintes engendrées par les forces oscillatoires de vibration augmentent et finalement dépassent les forces de liaisons entre les particules, la viscosité diminue progressivement, et au-delà de cette étape, le comportement du béton passe à celui d'un fluide visqueux.

En analysant plus minutieusement les caractéristiques de mobilité, il s'avère que la facilité avec laquelle les particules de granulats peuvent bouger et se re-arranger elles-mêmes, dans un mélange, sous la vibration dépend de la viscosité de la matrice. Puisque la cohésion est la force d'adhésion entre la matrice et les granulats, c'est la résistance en traction du béton frais qui est importante à cet égard. Le frottement interne existe quand un mélange se déplace et les granulats se meuvent alternativement autour de leur position d'origine. Lors de ces mouvements, qui vont s'effectuer vraisemblablement de façon très désordonnée, vont se produire entre les grains des ruptures au niveau de l'articulation, alors l'angle de frottement interne joue un rôle important dans la mobilité d'un mélange du béton. La forme et la texture du granulat, le dosage en ciment, le rapport E/C, le type du ciment, sont des facteurs qui influencent le frottement interne.(88)

Dans notre étude, les durées de vibration étant relativement faibles (10 secondes pour un affaissement de 12 cm et 20 secondes pour un affaissement de 5 cm) ne provoquent pas de dégradation interne pour les différentes parties, mais permettent la mise en place des bétons dans le moule et son passage entre les mailles du ferraillage.

Donc, seul le ferraillage crée une variation des divers constituants entre les bétons de peau et de coeur.

V.4.2. Effet de la teneur en eau

Pendant la vibration, l'eau a tendance à s'écouler à travers la structure de la pâte vers le haut, par rapport aux grains. Chaque grain est attiré vers le bas avec une force égale à son poids submergé et vers le haut par une force due au ralentissement visqueux du liquide. Le ralentissement visqueux est proportionnel au rayon effectif de la particule.

La force due au poids submergé est proportionnelle à la troisième puissance du rayon. Ici, le ralentissement visqueux, par unité du poids est plus élevé que la plus petite particule. Le calcul basé sur la loi de STOKES (95) montre que si une particule de dimension "a" est contrainte à chuter au même taux comme une autre particule de dimension 10a, elle subira une force du ralentissement visqueux égale à cent fois son poids submergé. Ainsi, durant le tassement de la pâte de ciment, dans laquelle les plus petites particules sont, peut être, 1/100ème de la dimension la plus importante, les forces hydrauliques engendrées sont susceptibles de détruire la structure de la pâte (95).

L'influence du dosage en eau d'un béton sur sa cohésion est directe. L'augmentation de la concentration en solide revient à mettre davantage de grains dans le même volume et donc, multiplier le nombre de points d'attraction, ce qui traduit par un accroîssement des forces de cohésion, qui freinent et généralement, empêchent la ségrégation des gros éléments et permet ainsi au mélange de rester homogène, condition nécessaire à l'obtention d'un béton durci de qualité. Il résulte, par conséquent, qu'une augmentation de la teneur en eau correspond un risque de discontinuité de la structure de pâte car elle supprime la force de cohésion.

Il apparaît que le taux de tassement pour la périphérie d'un échantillon est moindre que le taux du centre. Afin de comprendre ce phénomène, rappelons que les particules se tassent à travers l'eau, l'eau s'écoule autour des particules individuellement plutôt qu'autour des amas des particules. Or, durant le tassement, nous pouvons imaginer des lignes d'écoulement déterminées par les positions et les dimensions des particules. Le mode d'écoulement autour d'une particule individuelle durant le tassement est influencé, en partie, par les paramètres qui déterminent le taux de tassement de toutes les particules voisines, et, donc par la création des lignes d'écoulement qui ont une certaine symétrie autour des particules individuelles. Mais la même symétrie des lignes d'écoulement ne peut pas exister autour d'une particule qui èst proche de la paroi, en partie parce que la paroi est lisse et verticale, mais principalement, parcequ'elle ne se déplace pas vers le bas avec les particules. Par conséquent, les particules proches de la périphérie subissent une force du ralentissement visqueux plus élevées que les particules similaires dans l'intérieur et, par conséquent, se tassent à un taux plus bas. (95)

Comme le tassement des particules de la peau est gêné, la particule interne la plus proche est également gênée, la symétrie de la ligne d'écoulement mentionnée ci-dessus, se modifie et le ralentissement visqueux augmente mais puisque les particules de la peau se déplacent encore, le ralentissement des particules internes n'est pas aussi net que celui des particules de la peau. La différence entre les taux de tassement produit une déformation dans la structure de béton, et une telle déformation dans une structure dont les particules sont positionnées par hasard, tend à produire un contact visuel entre les particules. Le même procédé s'étend de particules à particules jusqu'à ce que toutes les particules atteignent le taux de la peau.

La figure 5.7 illustre le phénomène (95). La pente de la ligne (OA) est le taux de tassement à la paroi et celle de (OB) est le taux initial au centre. Au temps (t_1) la pente change brusquement à celle de BC, qui est la même que la pente (OA). Finalement, la période des taux diminuent graduellement et commence au temps (t_2).

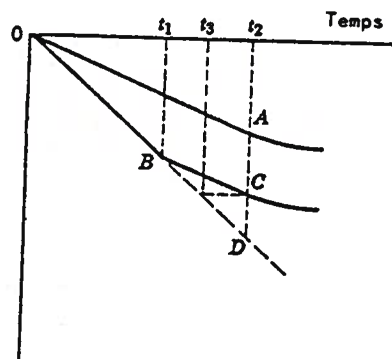


FIGURE 5.7 - DIAGRAMME DE L'EFFET DE PAROI SUR UNE COURBE DE SEGREGATION (95)

Nous savons que la structure formée par les grains de ciment dans une pâte est facilement déformable, notamment sous vibration. Sous l'effet de son propre poids apparent, elle a tendance à se tasser, laissant apparaître à la surface libre une couche d'eau limpide :

c'est le phénomène de ressuage. (96)

Il est logique de penser que ce dernier, en modifiant les concentrations du solide de la pâte suivant la profondeur, change la viscosité et donc, intervient sur la ségrégation (96)

Lors du prélèvement de chaque partie, pour l'analyse du béton frais, la couche supérieure est écartée et, par conséquent, nous supprimons donc, toute cette eau de ressuage ce qui explique que la teneur en eau homogène puisse être supérieure aux teneurs en eau de peau et de coeur.

La teneur en eau du béton de peau, dans presque tous les cas, est supérieure à celle du béton du coeur (figure 5.8).

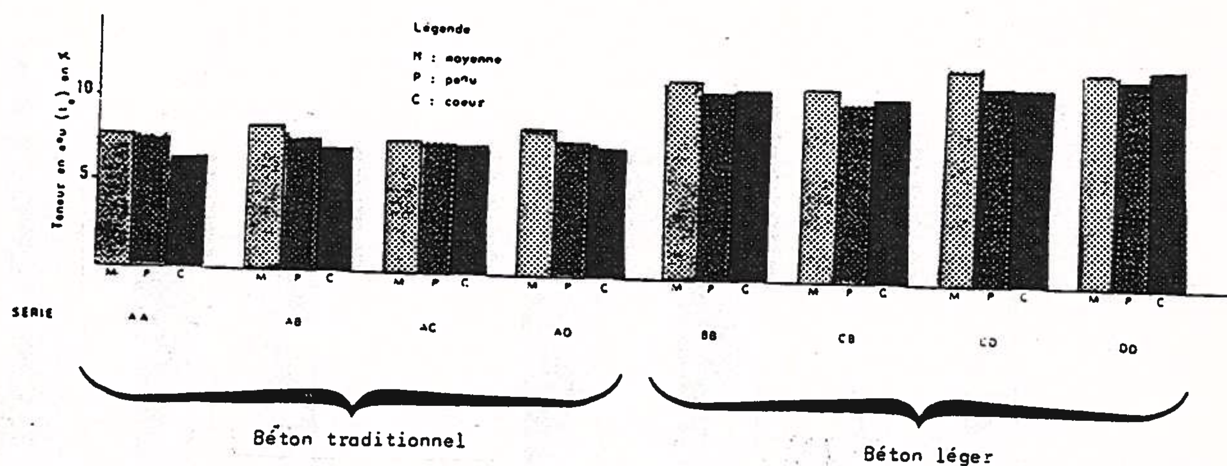


FIGURE 5.8. - VARIATION DE LA TENEUR EN EAU (te)

Lors de la vibration, l'eau qui possède la densité minimale du mélange a tendance à être expulsée par les constituants les plus lourds. Cette eau est stoppée par les parois verticales du moule et remonte donc pour atteindre la surface libre. Sur les parois verticales, l'eau de ressuage ne forme qu'un film d'eau.

Nous avons représenté sur la figure 5.8, les variations de (t_e) suivant les différentes séries. Nous constatons que la teneur en eau (t_e) de la peau du béton traditionnel est supérieure à celle du béton du coeur, l'augmentation de la teneur en eau est de 0,5 % environ. Pour les bétons légers, la teneur en eau (t_e) du béton de la peau est presque égale à celle du coeur voire moins supérieure (DD).

V.4.3. Variation du dosage en ciment

La teneur en ciment (t_c) dans les différentes zones des éprouvettes sont présentées sur la figure 5.9 , elles varient dans le même sens que la teneur en eau (t_e). Nous constatons, donc, que le dosage en ciment du béton de peau est supérieur à celui du béton du coeur pour les bétons traditionnels tandis que pour les bétons légers il n'y a pas de tendance systématique.

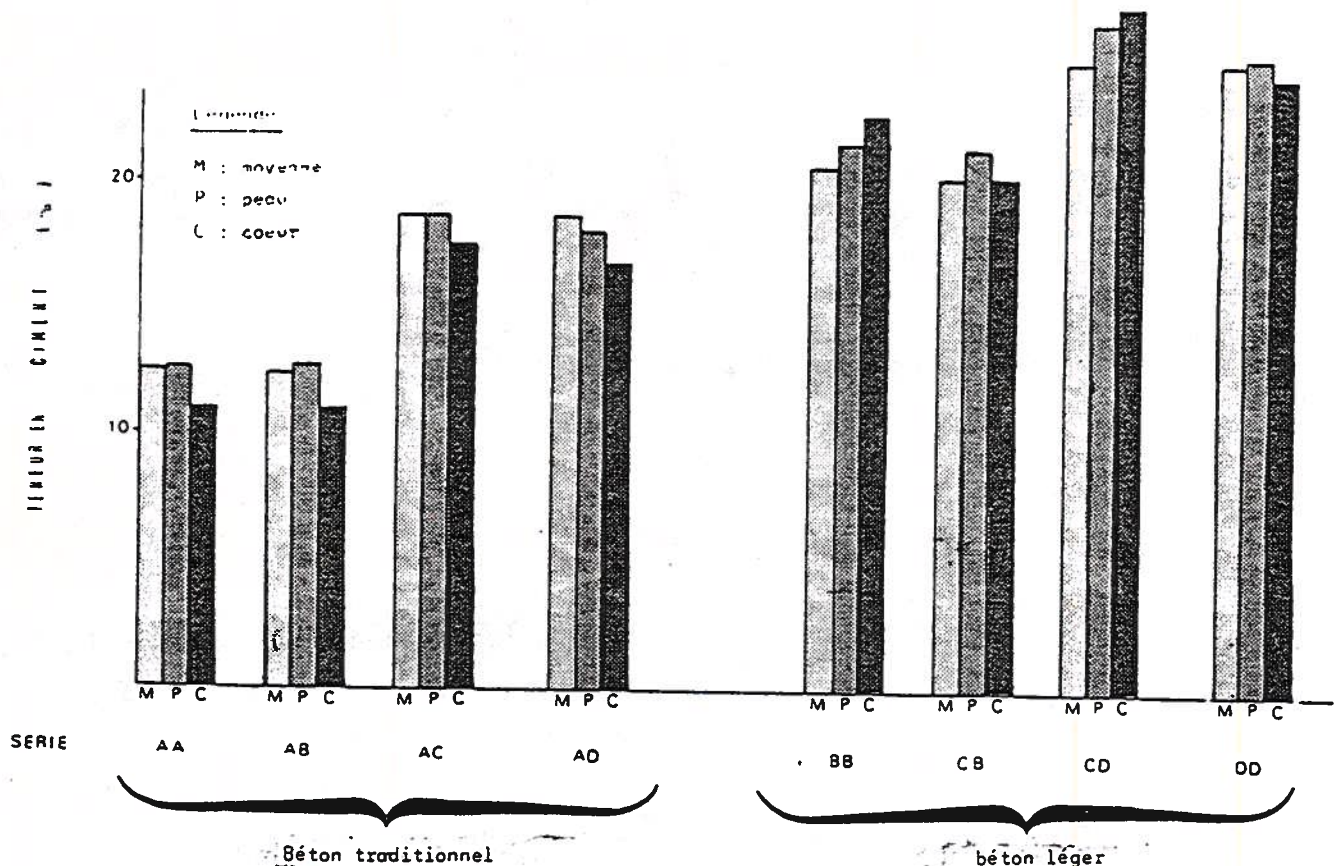


FIGURE 5.9 - VARIATION DE LA TENEUR EN CIMENT

Nous obtenons toujours une augmentation de la proportion de pâte de ciment d'environ 2 % entre le béton de peau et le béton du coeur, pour les bétons traditionnels et environ 0,9 % pour les séries (CB,DD) en bétons légers. Pour les séries (BB,CD) on trouve le contraire, la diminution est de 0,75 % du poids du béton.

Les propriétés rhéologiques des pâtes dépendent essentiellement des effets de surface dûs aux grains, ainsi, pour le point de vue du comportement mécanique du béton frais, la caractéristique principale du ciment est sa surface spécifique et le ciment CPA 55 présente une surface spécifique BLAINE σ = 3030 cm^2/gm. (97)

V.4.4. Variation de la teneur en pâte du ciment dans le mortier

Pour mieux faire apparaître les différences de compositions entre le coeur et la peau, nous pouvons exprimer les résultats dans le tableau 5.9 relatif au seul mortier

avec : $t_m = t_e + t_c + t_s$

(avec e = eau

c = ciment

s= sable).

$$W_e = 100 \frac{t_e}{t_m}$$ teneur en eau du mortier

$$W_c = 100 \frac{t_c}{t_m}$$ teneur en ciment du mortier

$$W_{e+c} = W_e + W_c$$ teneur en pâte de ciment du mortier

Ces valeurs sont rassemblées dans le tableau ci-dessous et sont représentées sur figures 5.10 et 5.11.

	Référence du béton	W_e (%)			W_c (%)			W_{e+c} %		
		Moy.	peau	coeur	Moy.	peau	coeur	Moy.	peau	coeur
Béton Traditionnel	AA	15	14	13	28	27	25	43	41	38
	AB	16	14	15	27	27	24	43	41	39
	AC	15	14	14	35	34	33	50	48	47
	AD	16	14	15	35	32	33	51	46	48
Béton Léger	BB	16	15	15	28	29	31	44	44	46
	CB	15	14	15	27	28	28	42	42	43
	CD	17	15	15	33	35	36	50	50	51
	DD	17	16	18	33	33	33	50	49	51

TABLEAU n° 5.9 - TENEUR REELLE EN EAU ET CIMENT

Les teneurs, notamment en eau des bétons sont influencées par le fait que les analyses du béton frais ne sont possibles, que deux heures après la fin de gâchage, il en résulte qu'une partie de l'eau est déjà combinée avec le ciment et qu'une autre partie n'est pas prise en compte à cause du ressuage, puisque les prélèvements sont effectués sur les côtés des éprouvettes. Cette méthodologie ne conduit, normalement qu'à un décalage des résultats.

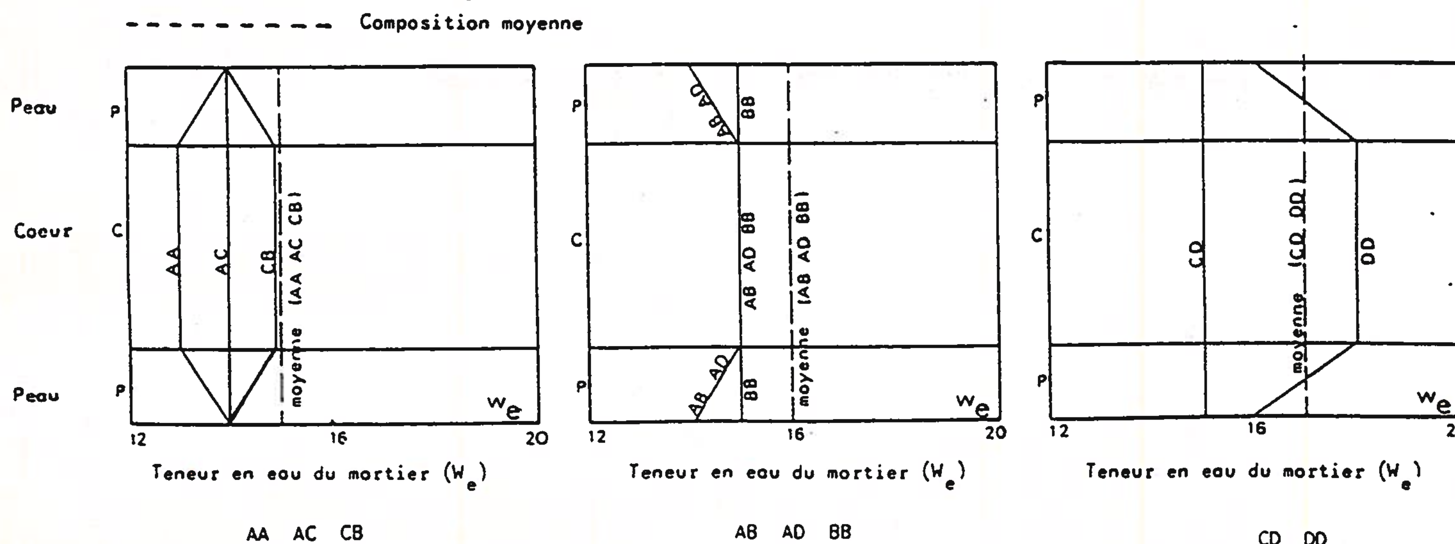


FIGURE 5.10 - COURBES DE SEGREGATION (TENEUR EN EAU)

En conclusion, les pourcentages d'eau et de ciment dans le mortier entre les différentes parties sont pratiquement identiques. Il n'y a pas de ségrégation systématiques importantes des divers constituants du mortier, la quantité de la pâte du ciment dans le mortier est répartie relativement uniformément.

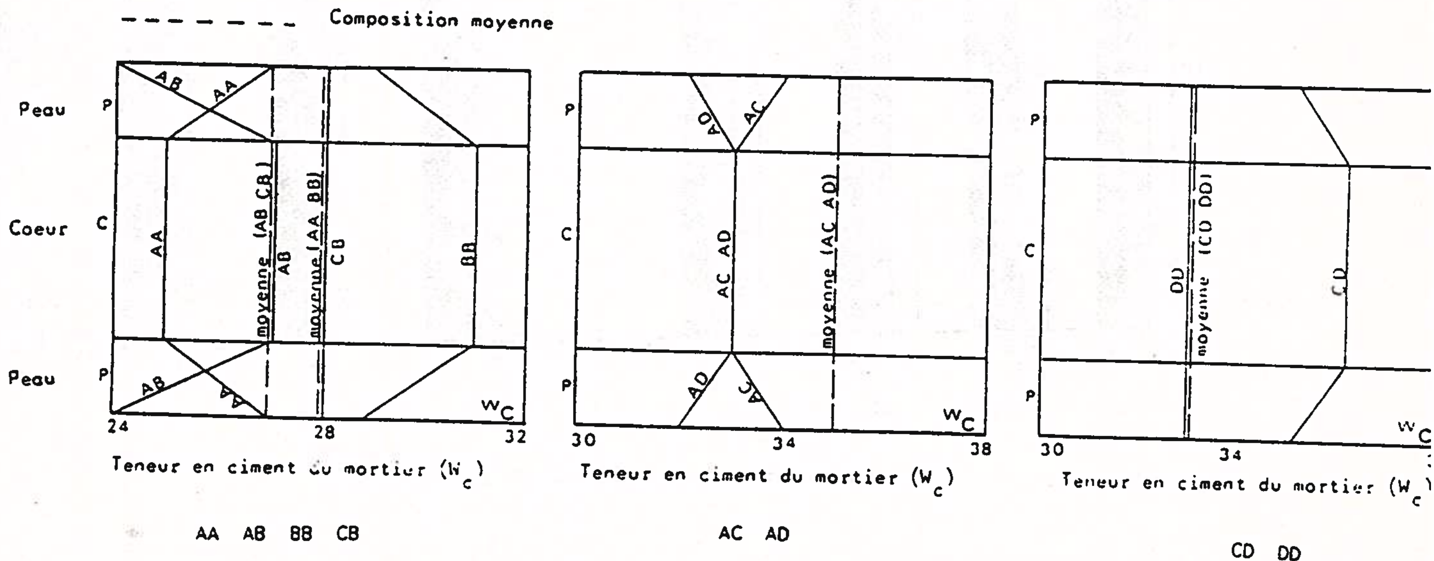


FIGURE 5.11 - COURBES DE SEGREGATION (TENEUR EN CIMENT)

S'il y a ségrégation, celle-ci peut donc se situer au niveau des gravillons et du mortier.

V.4.5. Variation de la teneur des granulats

On a vu que la ségrégation qui intervient durant la vibration du béton se produit par sédimentation forcée ; les éléments constitutifs les plus denses ont tendance à descendre vers le bas. Le ferraillage joue le rôle d'une "barrière", ne laisse passer qu'une certaine partie du béton initial et crée une filtration des divers constituants suivant leurs poids, mais surtout leurs dimensions.

Donc, les éléments fins (D ≤ 5 mm) passent facilement à travers le maillage du ferraillage et augmentent donc, la teneur en sable du béton de peau (5.12) . Cette augmentation est de 3 % environ pour le béton traditionnel et 1,75 % pour le béton léger.

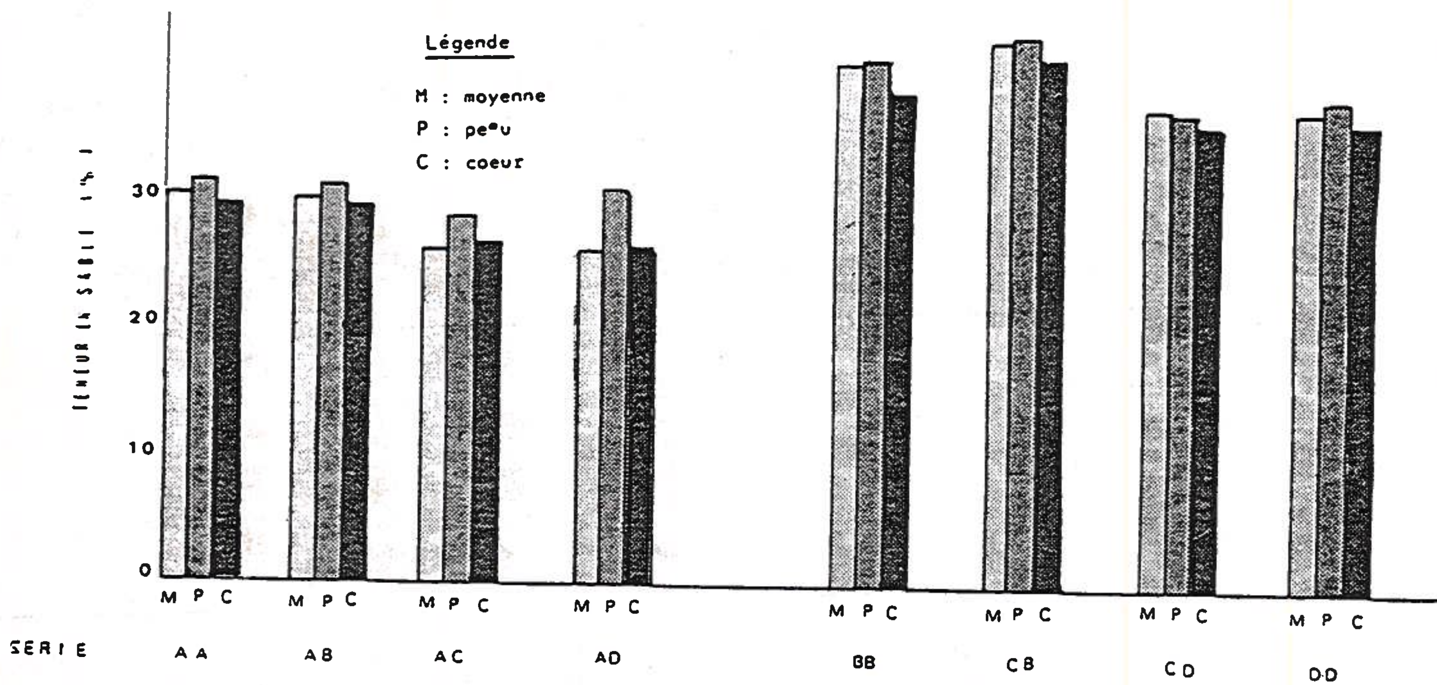


FIGURE 5.12 - VARIATION DE LA TENEUR EN SABLE

Les teneurs en graviers de béton de coeur sont toujours nettement supérieures à celles du béton de peau et ce, dans tous les cas. La figure 5.13 montre que les pourcentages réels des divers constituants diffèrent nettement des pourcentages théoriques.

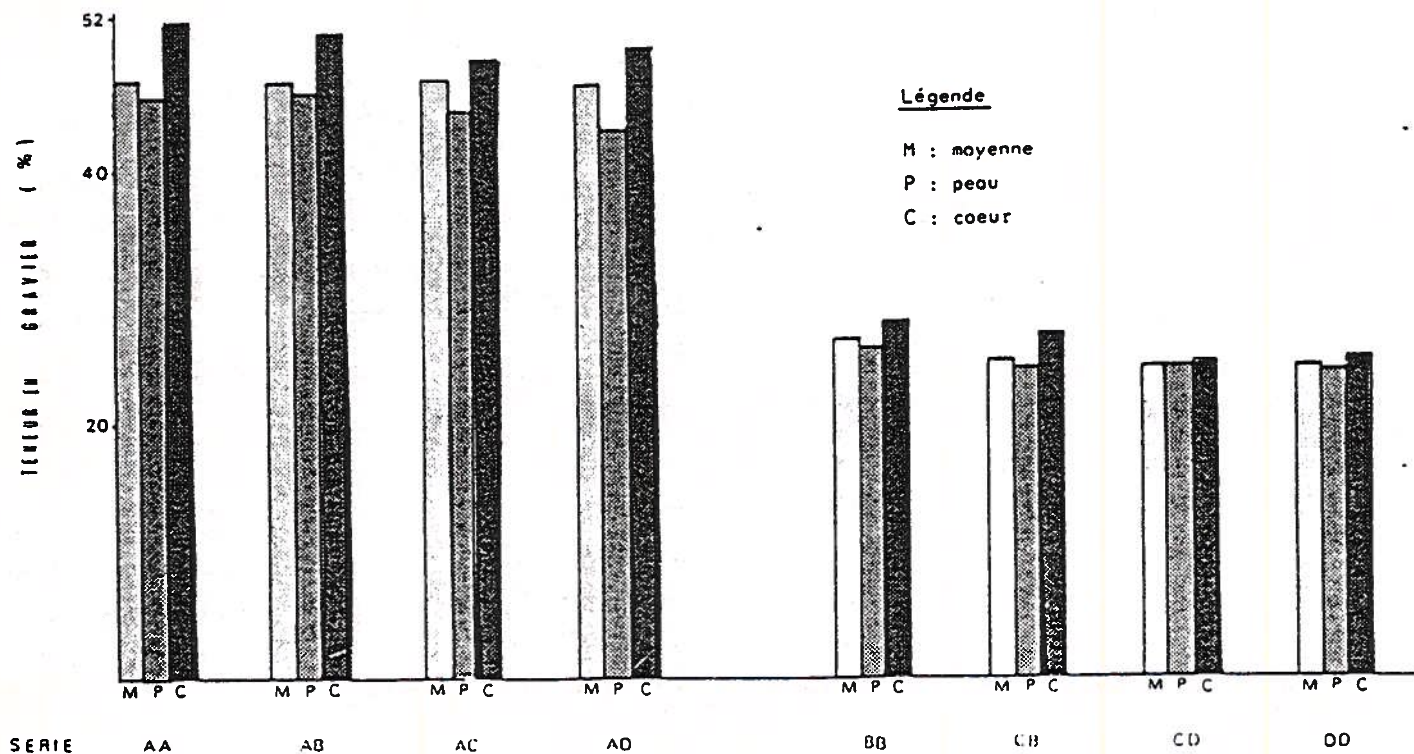
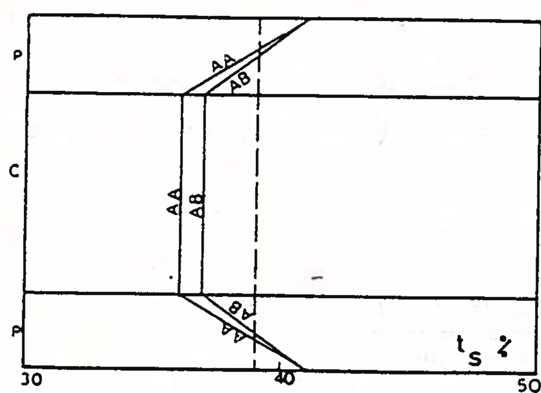


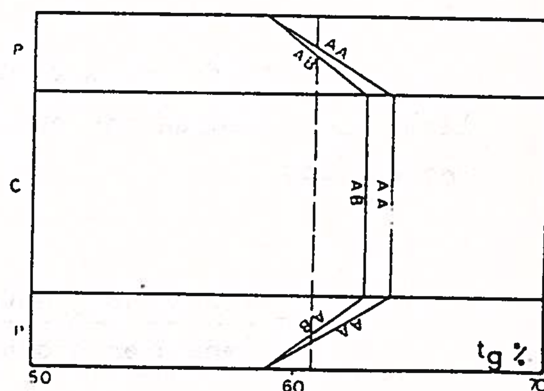
FIGURE 5.13 - VARIATION DE LA TENEUR EN GRAVIER

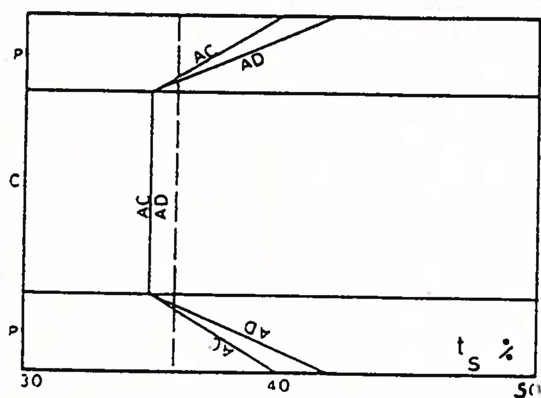
	Référence du béton	% théorique		% peau		% coeur	
		sable	gra-vier	sable	gra-vier	sable	gra-vier
Béton Traditionnel	AA	39	61	41	59	36	64
	AB	39	61	41	59	37	63
	AC	36	64	40	60	35	65
	AD	36	64	42	58	35	65
Béton Léger	BB	63	37	61	39	58	42
	CB	63	37	64	36	60	40
	CD	61	39	61	39	60	40
	DD	60	40	61	39	60	40

TABLEAU N° 5.10 - TENEUR REELLE EN SABLE ET GRAVIER

- - - - - composition moyenne







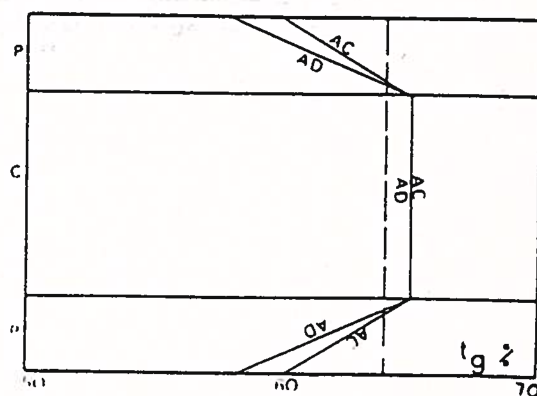


FIGURE 5.14 - COURBES DE SEGREGATION

Par conséquent, les rapports G/S pondéraux deviennent :

	Référence du béton	G/S théorique	G/S peau	G/S coeur	M/G théorique	M/G peau	M/G coeur
Béton Traditionnel	AA	1,55	1,46	1,76	1,11	1,17	0,92
	AB	1,56	1,48	1,72	1,12	1,17	0,96
	AC	1,80	1,53	1,84	1,11	1,24	1,05
	AD	1,80	1,41	1, 87	1,12	1,31	1,05
Béton Léger	BB	0,65	0,63	0,73	2,73	2,85	2,56
	CB	0,58	0,56	0,65	2,97	3,08	2,16
	CD	0,65	0,65	0,67	3,08	3,08	3,17
	DD	0,65	0,63	0,68	3,07	3,12	3,00

TABLEAU N° 5.11 - RAPPORT G/S REELS

Afin de mieux comparer ces résultats, il est possible d'utiliser la notion de facteur de ségrégation (FS) et d'un indice de ségrégation (IS).

$$FS = \frac{\text{Teneur en granulat 5/20 en coeur}}{\text{Teneur en granulat 5/20 en peau}}$$

$$IS = \frac{\text{Teneur en mortier de la peau}}{\text{Teneur en mortier du coeur}}$$

	Référence du béton	FS	IS
Béton traditionnel	AA	1,085	1,029
	AB	1,068	1,039
	AC	1,083	1,004
	AD	1,121	1,019
Béton léger	BB	1,077	1,123
	CB	1,111	1,098
	CD	1,02[illegible]	1,080
	DD	1,026	1,118

TABLEAU n° 5.12 - INDICES FS et IS

Nous constatons que l'indice et le facteur de ségrégation sont supérieurs à 1, donc, il y a ségrégation dans les granulats et les mortiers.

L'influence du rapport G/S sur la ségrégation est montré sur la figure 5.15. En ordonnée, le rapport tm/tg des bétons théoriques est réel tandis qu'en abscisse figure le rapport G/S. On voit que la ségrégation selon la densité, diminue assez vite quand G/S devient élevé comme nous le voyons dans le tableau précédent (5.12).

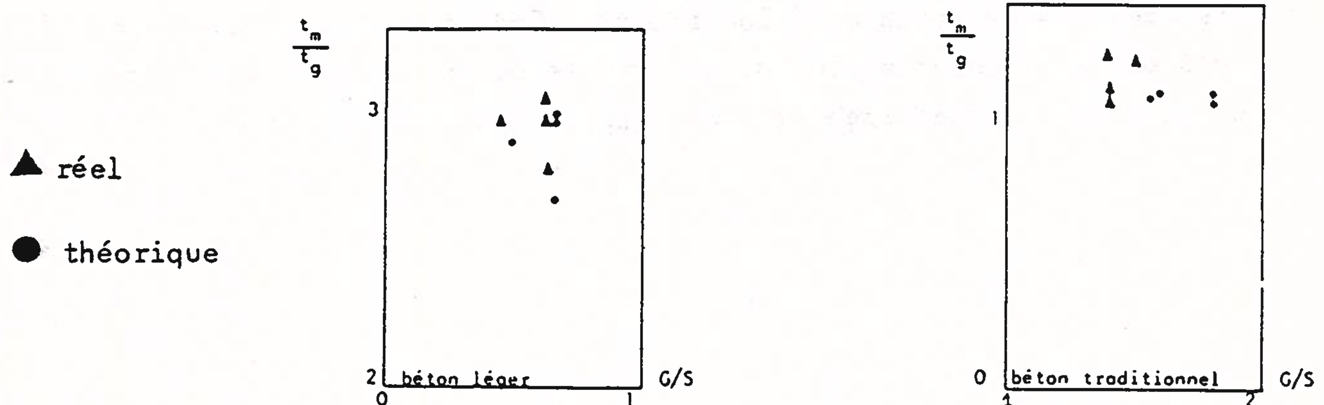


FIGURE 5.15 - INFLUENCE DU RAPPORT G/S SUR LE RAPPORT $\frac{t_m}{t_g}$ DE LA PEAU

V.4.6. Conclusions

1. Les teneurs en eau, ciment, sont peu influencées par l'effet de filtre d'armatures. Par contre, les teneurs en sable et en gravier le sont un peu plus nettement, surtout avec les bétons traditionnels et légers avec un adjuvant de pompabilité et une basse teneur en ciment.

2. Les différents types de béton n'ont pas tous la même tendance de ségrégation mais tous les types ont montré une augmentation de mortier et une diminution importante des proportions de gravier en peau. En revanche, il n'y a guère de différence dans la teneur en pâte du ciment à l'intérieur d'un mortier de peau et de coeur.

3. La méthode que nous avons utilisé pour mesurer la ségrégation est une méthode relativement simple mais qui donne des résultats valables. Elle permet de mettre en évidence les différences de composition d'un béton à l'intérieur d'une même éprouvette ferraillée. Cette méthode peut être utilisée aussi bien pour le béton léger comme pour le béton traditionnel.

4. Nous constatons que le facteur de ségrégation du béton traditionnel du dosage en ciment : 350 kg/m3 avec consistance de 5 cm est supérieur à celui du béton de consistance de 12 cm. Ceci peut s'expliquer, par le fait que le béton ferme est assez cohérent (s'il n'est pas trop sec) mais les ajouts d'eau augmentent la plasticité, et en contre partie, détruisent cette cohésion interne. Ceci peut s'expliquer, par le fait qu'à partir d'une certaine plasticité le béton s'écoule très facilement à travers le ferraillage et n'est plus retenu dans celui-ci.

CHAPITRE VI

PROPRIETES DES BETONS DURCIS

VI. PROPRIETES DES BETONS DURCIS

VI.1. Evolution des vitesses du son

La détermination de la vitesse de propagation du son dans le béton sur les différentes zones permet de faire des estimations relatives des propriétés suivantes :

- le module d'élasticité dynamique et le coefficient de Poisson pour le béton.
- la résistance à la compression du béton
- les variations causées par des facteurs évolutifs tels que le temps, la corrosion, etc...
- les défauts et l'homogénéité du béton.

La vitesse du son dépend de nombreux paramètres dont il est impératif de tenir compte si l'on veut obtenir des résultats d'une précision suffisante pour permettre des exploitations sérieuses. Parmi les plus importants, citons :

l'humidité, la densité, le dosage en ciment, le rapport E/C et la dimension maximale des granulats (98).

Dans ce chapitre, l'évolution du béton des différentes séries en fonction de leurs compositions, leurs conservations, leurs protections éventuelles et leurs caractéristiques mécaniques sera suivie. Au préalable, l'hétérogénéité du béton durci au sein d'une même éprouvette sera mise en évidence. En effet, l'eau résiduelle après évaporation de l'eau excédentaire à une répartition hétérogène entre la peau et le coeur d'une éprouvette durcie et les conséquences de ce phénomène sur les propriètés du béton sont considérables surtout sur les éléments de faible épaisseur.

VI.1.1. Mode opératoire

Les mesures des vitesses de propagation du son ont été effectuées avec une méthode par transparence. L'emplacement de

l'émetteur et du récepteur est représenté sur la figure 6.1.

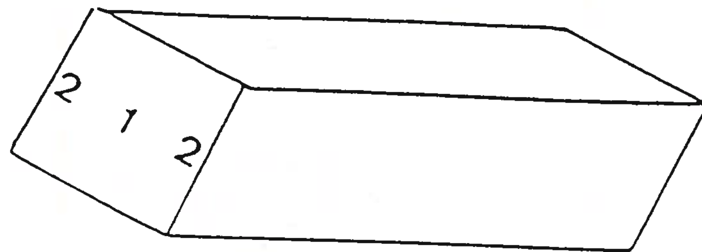


FIGURE 6.1 - POINT DE MESURE DE VITESSE DU SON SUR L'EPROUVETTE

La mesure (1) représente une mesure par transparence du béton de coeur. La mesure (2) représente une mesure par transparence du béton de peau. Cette dernière présente l'inconvénient de traverser deux couches de béton de peau ayant des caractéristiques différentes.

VI.1.2. Evolution de la vitesse du son pendant la période de conservation

Les évolutions des propriétés du béton, en fonction du temps, du fait du durcissement, sont déterminées par des mesures périodiques aux âges de 2, 7, 14 et 28 jours, de la vitesse du son sur trois éprouvettes pour chaque ambiance. Les variations de la vitesse du son sont représentatives des variations des résistances. Celles-ci sont liées aux variations physico-chimiques dans la pâte de ciment. La vitesse du son n'augmente guère après 28 jours et l'évaluation de la résistance devient alors moins précise que dans celle du béton plus jeune.

Dans le tableau 6.1, les résultats des mesures pour toutes les séries sont donnés aux âges de 2, 7, 14 et 28 jours, éprouvette non armées.

Béton		Traditionnel				léger (ARGI 16)			
Teneur en ciment (kg/m3)		350		450		350	350 + plastifiant	450 + DAREX	450 + plastifiant
Cône (cm)		5	12	5	12	12			
Conservation	âges	AA	AB	AC	AD	BB	CB	DD	CD
Salle humide 20°C - 99 %HR	2 j	3980	3940	4120	4090	3480	3470	3530	3610
	7 j	4330	4280	4450	4400	3670	3770	3720	3780
	14 j	4430	4390	4570	4500	3730	3820	3810	3970
	28 j	4480	4470	4650	4560	3790	3890	3860	4030
Salle sèche 20°C - 50 % HR	2 j	3760	3740	4070	3950	3420	3430	3490	3580
	7 j	4130	4080	4430	4280	3560	3670	3660	3760
	14 j	4280	4270	4550	4380	3650	3740	3700	3960
	26 j	4320	4310	4590	4480	3710	3800	3780	3980
Salle sèche 20°C - 50 % HR + produit protecteur 25 heures	2 j	3840	3830	4040	4020	3465	3480	3530	3600
	7 j	4200	4180	4390	4340	3650	3730	3710	3770
	14 j	4370	4370	4530	4440	3710	3790	3760	3940
	28 j	4440	4460	4580	4520	3750	3840	3820	4020

TABLEAU N° 6.1 - VITESSE DU SON (m/s) (PUNDIT)

Les figures 6.2 et 6.3 représentent des exemples d'évolution de deux bétons (léger et traditionnel) pendant les 28 jours de conservation. L'ensemble des courbes de toutes les séries est donné en annexe.

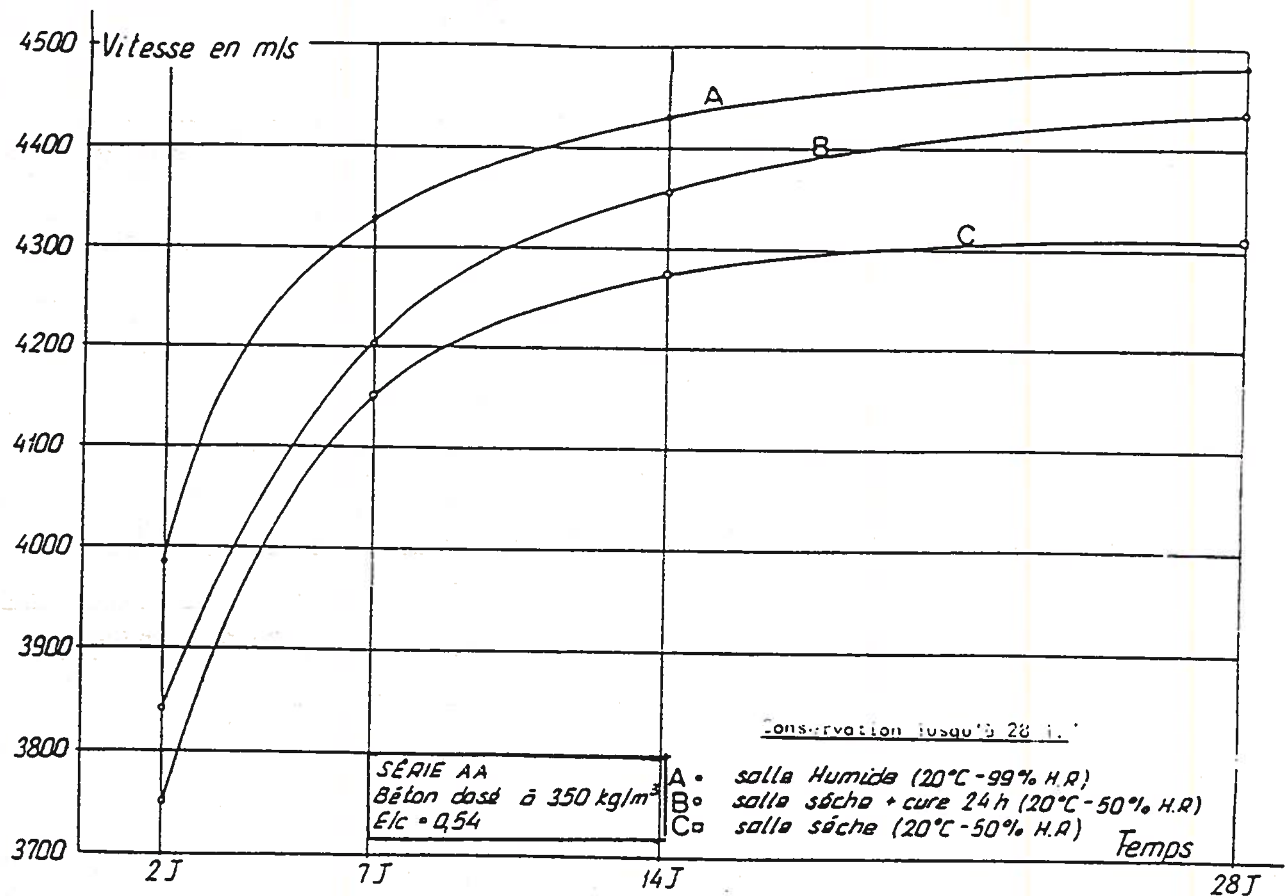


FIGURE 6.2 - EVOLUTION DES VITESSES DU SON - BETON TRADITIONNEL

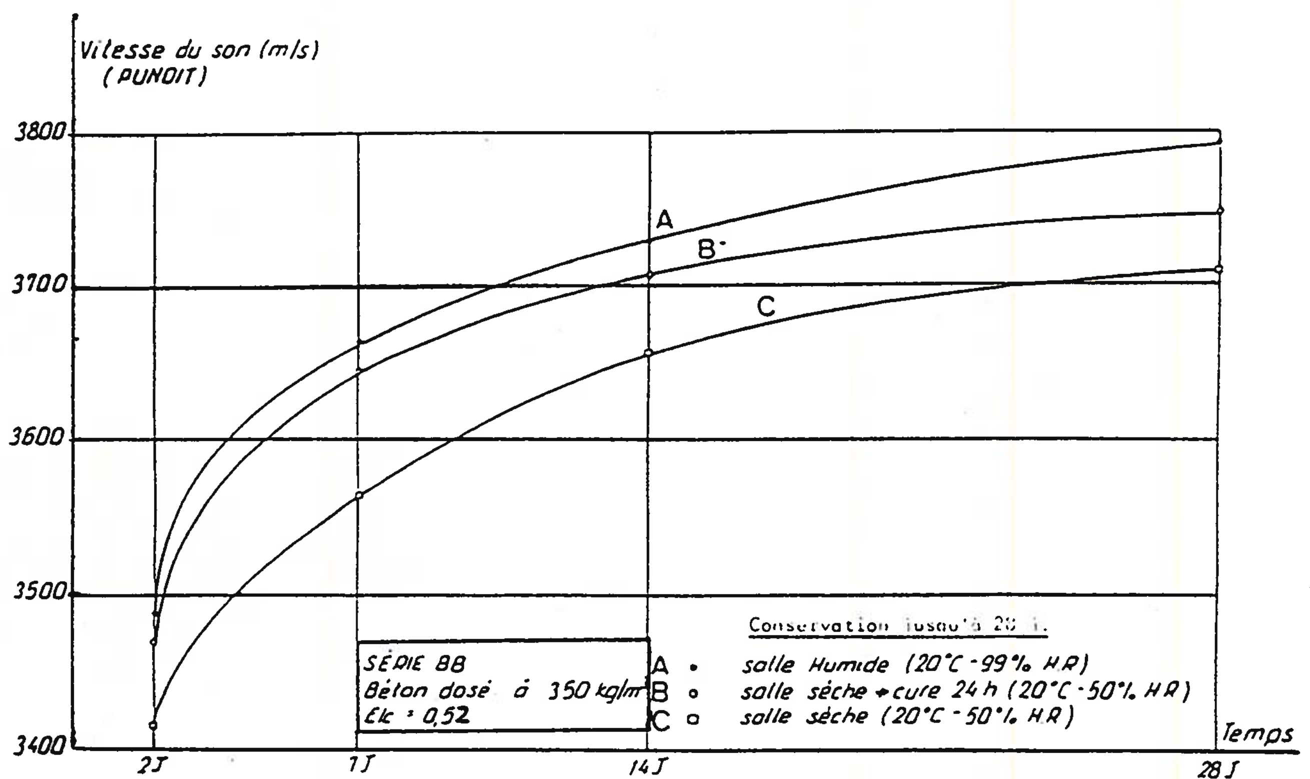


FIGURE 6.3 - EVOLUTION DES VITESSES DU SON - ARGI 16

VI.1.3. Commentaires

Les résultats suscitent les principales remarques suivantes (qui seront détaillés par la suite) :

1. les vitesses du son sont plus fortes pour les éprouvettes conservées en ambiance humide que celles placées en ambiance sèche avec ou sans protection à 24 h. Cette remarque est moins nette pour les bétons légers.
   Les différences sont comprises de 2 % à 4 % pour 28 jours.

2. les vitesses du son des bétons légers sont systématiquement infèrieures à celles des bétons traditionnels correspondants. Les différences sont comprises, en moyenne, entre 12 et 16 % à 28 jours et sont liées aux densités et aux résistances propres des granulats légers qui limitent supérieurement les performances mécaniques qu'il est possible d'atteindre en béton léger de structure.

3. quelle que soit le type de conservation, les bétons fortement dosés en ciment, surtout ceux ayant un rapport E/C faible, ont des vitesses du son supérieures à celles des bétons plus faiblement dosés, ce qui est tout à fait logique.

4. En ambiance humide, les vitesses du son sont importantes car l'humidité favorise grandement l'hydratation du ciment et la vitesse du son est de 1 450 m/s dans l'eau qui remplie les pores au lieu de 330 m/s à l'air. On constate sur toutes les figures que l'écart entre les vitesses est relativement faible selon la composition du béton, en revanche, ces écarts sont plus importants pour les bétons conservés en ambiance sèche, protégés ou non, par le produit de cure.

VI.2. Module d'élasticité dynamique

VI.2.1. Résultats

Sur les éprouvettes prismatiques 14 x 14 x 56 cm, le module dynamique par mise en résonance (E) peut être suivi régulièrement comme la vitesse du son.

Les résultats effectués sur trois éprouvettes pour chacune des ambiances aux âges de 2, 7, 14 et 28 jours sont présentés dans le tableau 6.2 et les figures 6.4 et 6.5 présentent deux exemples de coubes (bétons légers et traditionnels). L'ensemble des courbes est donné en annexe.

Béton		Traditionnel				léger (ARGI 16)			
Teneur en ciment (kg/m3)		350		450		350	350 + plastifiant	450 + DAREX	450 + plastifiant
cône (cm)		5	12	5	12	12			
conservation	âges	AA	AB	AC	AD	BB	CB	DD	CD
salle humide 20°C -99% H.R.	2 j	28200	28100	33000	33000	16100	17500	18100	18800
	7 j	39000	38800	40800	40000	18700	20100	21500	21800
	14 j	41000	40000	43000	41600	19900	21100	22800	22800
	28 j	42100	41100	44000	42800	20500	21900	23300	23700
salle sèche 20°C 50 % H.R.	2 j	27900	28100	31600	31000	15800	17000	17200	18400
	7 j	32200	31000	34500	33400	18100	19000	20000	21200
	14 j	33000	32800	35800	34200	18600	19700	20800	21500
	28 j	34200	33800	36000	35000	18700	20200	20700	21600
salle sèche 20°C 50 % H.R. produit protecteur 24 h.	2 j	28700	28100	32700	31700	16900	17700	18000	18600
	7 j	37000	36100	39500	38000	18800	20300	21000	21700
	14 j	39000	39400	41000	39600	19800	21000	22000	22600
	28 j	39800	39100	42200	40200	20100	21600	22200	23000

TABLEAU N° 6.2 - MODULE D'ELASTICITE DYNAMIQUE (MPa)

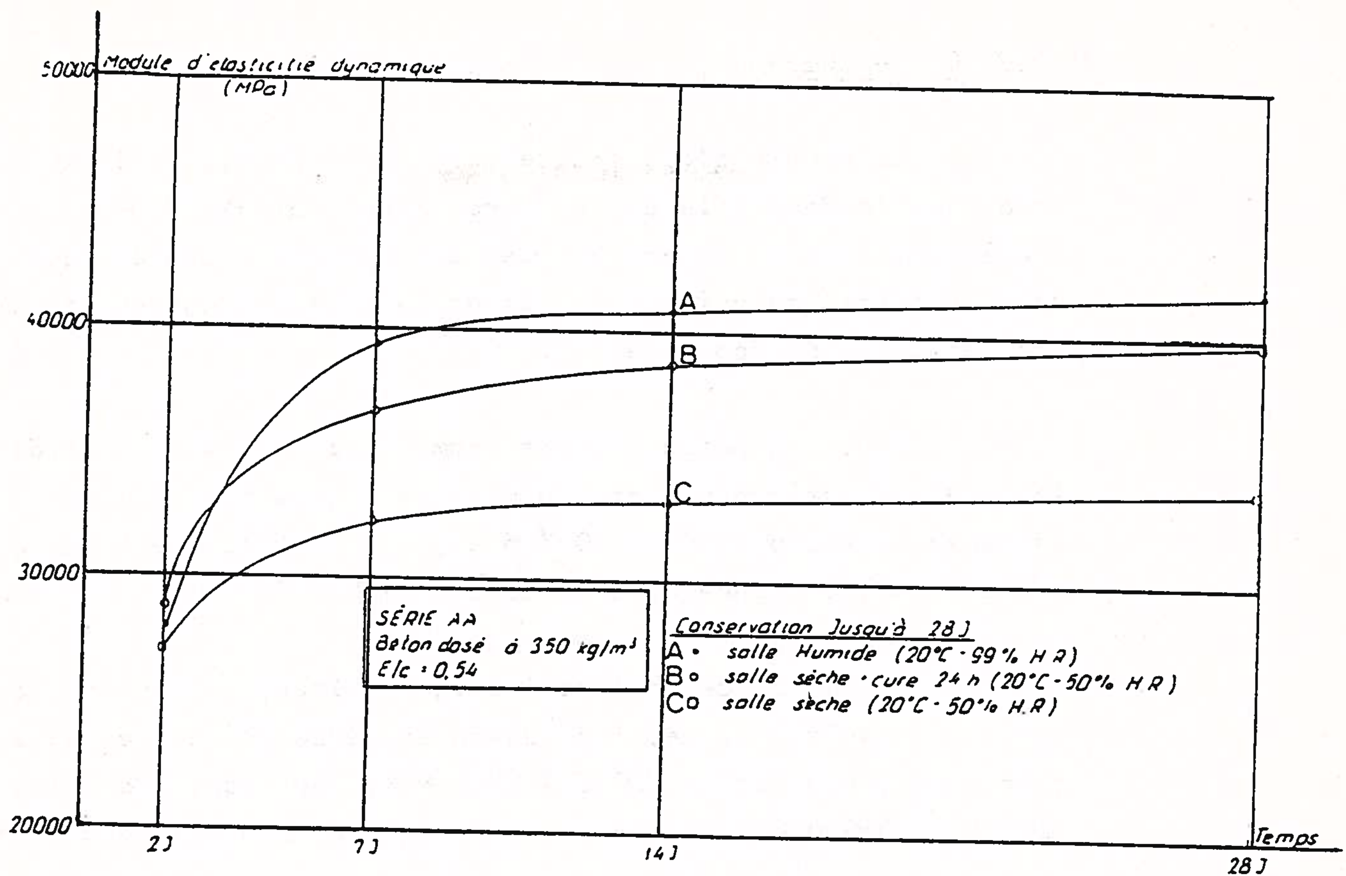


FIGURE 6.4 - EVOLUTION DES MODULES D'ELASTICITE DYNAMIQUE
BETON TRADITIONNEL

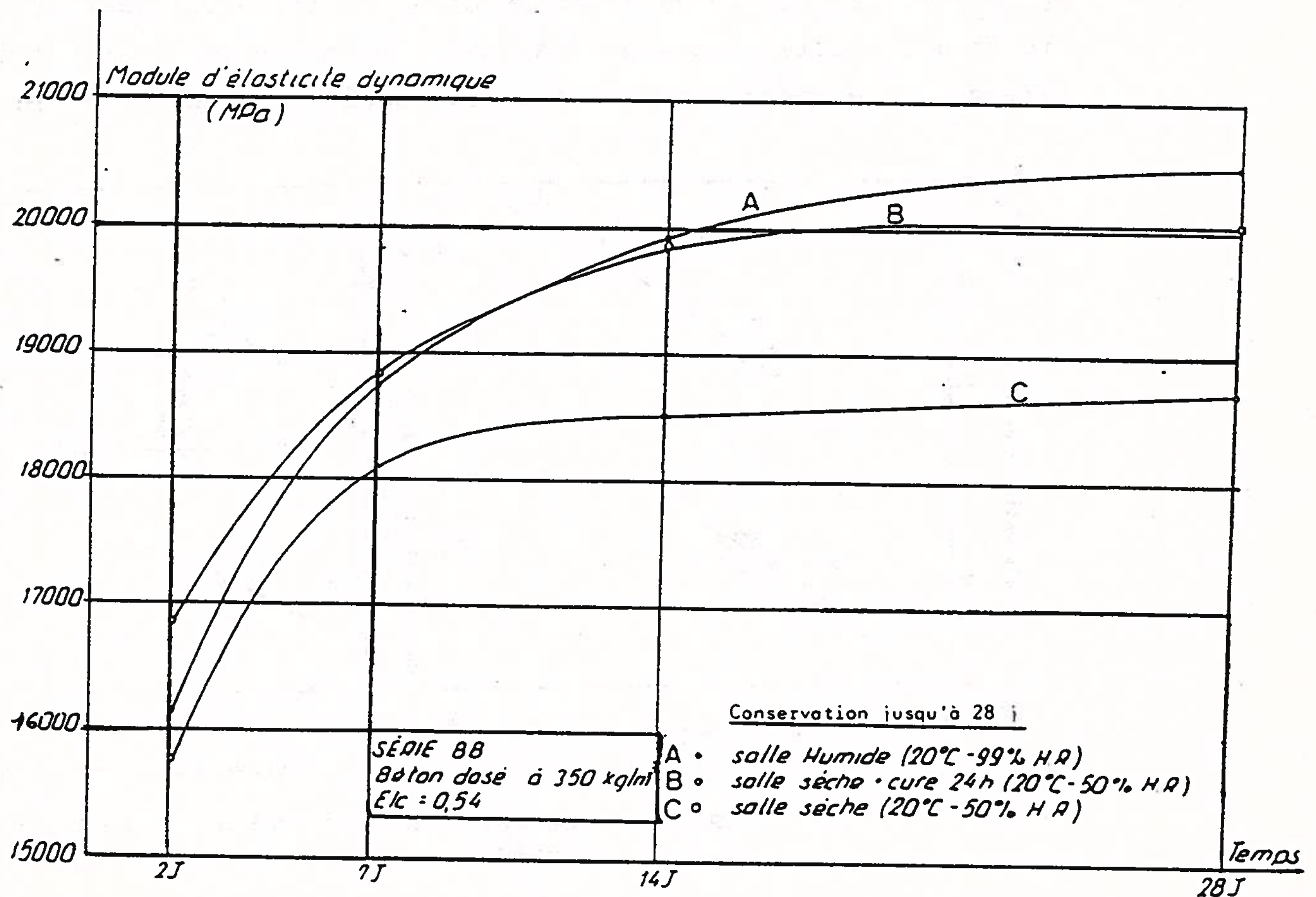


FIGURE 6.5 - EVOLUTION DES MODULES D'ELASTICITE DYNAMIQUE
ARGI 16

VI.2.2. Commentaires

Le module d'élasticité calculé, à partir de la valeur de la fréquence fondamentale de résonance longitudinale d'un prisme est un module moyen si le matériau n'est pas homogène, comme c'est le cas pour le béton, ce qui est différent de la technique de la vitesse du son qui est plus "ponctuelle".

Pour les bétons légers comme pour les bétons traditionnels, le module dynamique ne varie plus guère, à partir de l'âge de 7 jours en ambiance sèche (20°C - 50 % H.R.) et, à partir de l'âge de 14 jours dans l'ambiance humide (20°C - 99 % H.R.).

Le module des bétons légers se situe, en moyenne, à un peu plus de la moitié de celui du béton traditionnel et ce, aussi bien dans l'ambiance humide (20°C - 99 % H.R.) que dans l'ambiance sèche (20° C - 50 % H.R.) avec ou sans produit de protection à 24 heures.

La relation entre le module d'élasticité dynamique du béton déterminé par la mesure de fréquence de résonance longitudinale (f) et leur résistance en compression et en traction est explicitée sur la figure 6.6 Cette relation n'est guère affectée par l'ambiance de conservation, le dosage en ciment et la consistance du béton frais.

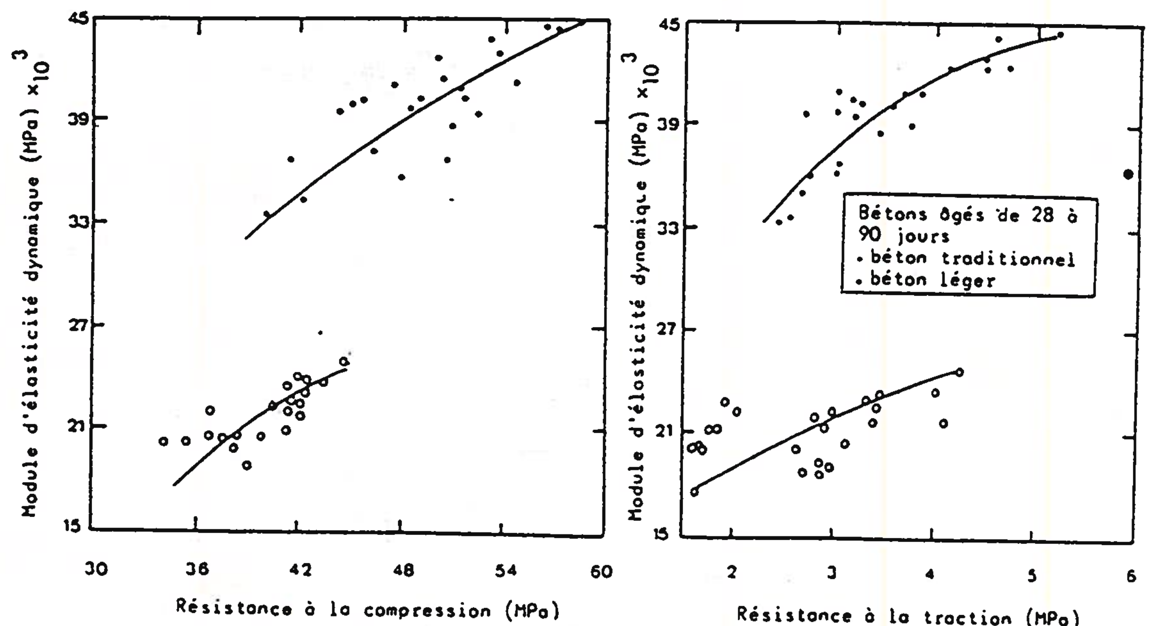


FIGURE 6.6 - RELATION ENTRE LES RESISTANCES ET LE MODULE D'ELASTICITE DYNAMIQUE

La relation entre la vitesse du son et le module d'élasticité dynamique des bétons est montrée sur la figure 6.7 pour les bétons traditionnels et légers.

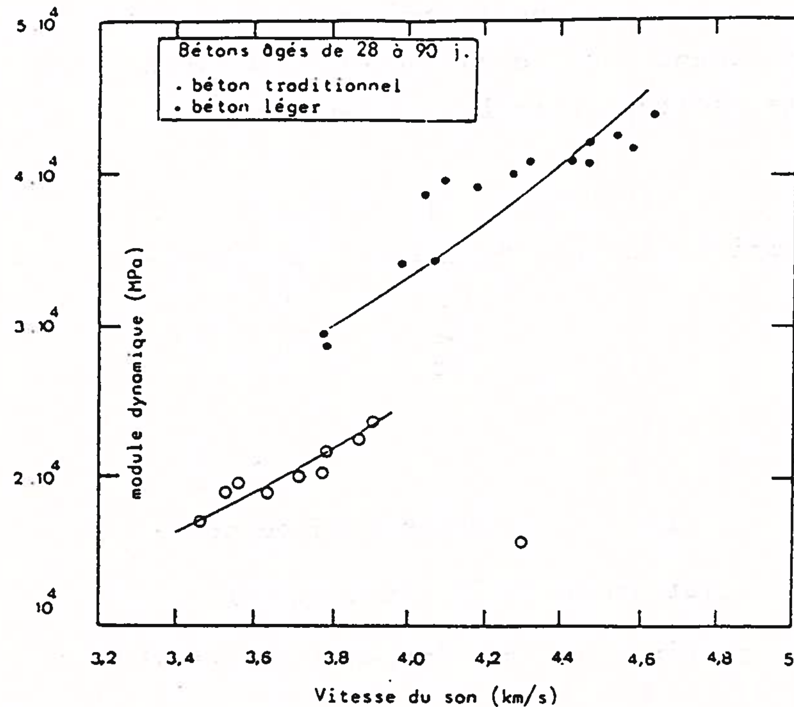


FIGURE 6.7 - RELATION ENTRE LA VITESSE DU SON ET LE MODULE D'ELASTICITE DYNAMIQUE

VI.3. Caractéristiques mécaniques

VI.3.1. Introduction

La résistance du béton à un âge donné et conservé dans une ambiance constante dépend, principalement de deux facteurs :

-le rapport eau/ciment et le degré de compaction.

Quand le béton a été correctement compacté, sa résistance est considèrée comme inversement proportionnelle au rapport E/C suivant la loi établi par (ABRAMS) en 1919 (99)

$$\sigma_c = \frac{k_1}{k_2^{E/C}}$$

ou :

E/C représente le taux eau/ciment du mélange (à l'origine en volume) et

k_1 , k_2 sont des constantes empiriques.

Le rapport eau/ciment influe sur la porosité de la pâte du ciment durci à chaque étape d'hydratation mais le degré de tassement influence également beaucoup le volume des vides dans le béton.

L'influence du volume des pores sur la résistance peut être exprimée par une fonction de puissance : (14)

$$\sigma_c = \sigma_{co} \ (1 - P^n)$$

ou :

σ_c : résistance du béton avec porosité (P)

σ_{co}: résistance de la porosité nulle

n : coefficient, pas forcément constant (101)

Une courbe **typique de l'évolution de la résistance en fonctio** d'un rapport eau/ciment est montrée sur la figure 6.8.

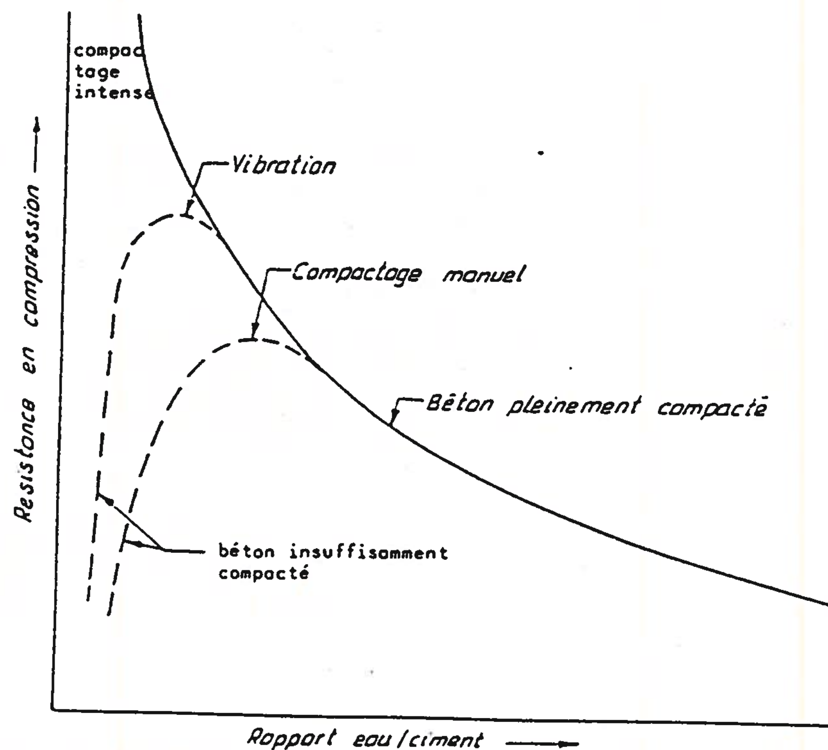


FIGURE 6.8 - LA RELATION ENTRE LA RESISTANCE ET LE RAPPORT EAU/CIMENT, (14)

La notion de quantité d'eau de gâchage présente souvent quelques difficultés de définition. A priori, il s'agit de l'eau qui occupe un espace en dehors des particules d'agrégats quand le béton est "stabilisé", c'est à dire, approximativement au moment du début de prise.

En général, l'eau dans le béton est composée d'eau ajoutée au mélange et d'eau contenue dans les granulats, au moment du gâchage Une partie de cette deuxième eau est absorbée par la structure poreuse de la roche constitutive du granulat, tandis qu'une autre partie est de l'eau "libre" sur la surface des grains. Lorsque les granulats surtout s'ils sont très poreux comme les granulats légers ne sont pas saturés, une partie de ses pores se remplit lors du mélange avec l'eau ajoutée. Il en résulte que faire une distinction précise entre eau absorbée et eau libre n'est pas aisée.

La conservation du béton en salle humide, a pour but de le maintenir le plus humide possible pour permettre une hydratation la plus complète possible du ciment. L'utilité de poursuivre cette conservation humide est liée au fait, que l'hydratation du ciment est réalisée uniquement par l'eau contenue dans les capillaires ; c'est pour cette raison que lès pertes d'eau, par évaporation, des capillaires doivent être évitées, En outre, l'eau perdue par auto-dessiccation interne doit être remplacer avec de l'eau extérieure, c'est à dire, que les entrées de l'eau au béton doivent être possible car l'hydratation d'un échantillon "étanche" (par un produit de protection, par exemple) n'est possible que si la quantité d'eau présente dans la pâte est au moins le double de l'eau déjà combinée. L'auto-dessiccation est d'une importance considérable, dans le cas des mélanges avec un rapport eau/ciment inférieur à 0,50. Pour des rapports eau/ciment plus élevé, l'hydratation d'une éprouvette avec produit de protection est comparable à celle d'une éprouvette conservée en salle humide (101). Rappelons que la quantité d'eau se transformant lors de l'hydratation du ciment est de l'ordre de $E/C \doteq 0,25$ donc nettement moindre que la quantité d'eau totale (102) . Cette constatation est importante, car souvent, on estime que si un mélange de béton contient un surplus d'eau par rapport à celle exigée pour les réactions chimiques avec le ciment, les pertes d'eau durant le durcissement n'influent pas le processus de durcissement et d'augmentation de résistance. Actuellement,

on sait que l'hydratation a lieu, uniquement quand la pression de la vapeur dans les capillaires est suffisante (environ 80 % de la pression de saturation) et il a été montré qu'au dessous de cette pression de 0,8 de celle de saturation, l'hydratation est réduite et qu'elle devient négligeable au-dessous de 0,30 pour la pression de saturation (102).

Les principaux paramètres qui influent sur la résistance en compression sont :

- masse volumique apparente
- structure du béton, teneur en sable naturel
- forme, taille et résistance des granulats (notamment des éléments fins)
- dosage en ciment
- rapport $\frac{\text{eau totale}}{\text{ciment}}$
- traitement et cure des bétons.

Les bétons légers sont soumis, en ce qui concerne la résistance en compression aux mêmes règles :

on retrouve l'influence du dosage en ciment (avec souvent, par sécurité un léger sur-dosage), de l'eau (en tenant compte de l'eau absorbée par les granulats poreux lors des indispensables prémouillages), du rapport E/C (il convient, toutefois, de ne tenir compte que de l'eau de gâchage hors eau absorbée par les granulats), de la granularité (généralement on améliore la résistance en réduisant la grosseur maximale du granulat léger).

La résistance à la traction est également très importante, vis à vis de la durabilité des bétons car, la résistance en compression est peu représentative de la tenue au gel. WITHEY (40) affirme qu'à une diminution de la résistance en traction dû au gel-dégel de 40-50 % ne correspond qu'une légère diminution de la résistance en compression (environ 10 % seulement).

VI.3.2. Nature de la résistance

Une définition de la résistance est la capacité de s'opposer à une force extérieure. Elle est, généralement adoptée pour caractériser la prise comme l'unité de force (tension) nécessaire pour occasionner la rupture. La rupture peut être causée par l'effort en traction appliqué (rupture en cohésion), par l'effort de cisaillement appliqué (glissement) ou par l'effort en compression (écrasement). Les matériaux composites tel que le béton sont beaucoup moins résistants en tension et cisaillement qu'en compression. Dans le cas de la traction (6.9) l'expérience montre que la surface de rupture est orientée perpendiculairement à la direction de la force extérieure. Les granulats rencontrés pa cette surface ne sont donc pratiquement plus soumis , à aucune sollicitation dès qu'ils sont dissociés de la pâte. Dans le cas de la compression, il y a généralement plusieurs surfaces de rupture qui sont parallèles à la sollicitation, s'il n'y a pas de frettage latéral ou si ce dernier, est uniforme (6.10). Les granulats restent donc soumis à des contraintes jusqu'à la dislocation complète du béton. La résistance à la compression de ce dernier ne peut alors être indépendante des caractéristiques mécaniques et, par conséquent, de la nature minéralogique des matériaux enrobés, quelle que soit le processus de la rupture.

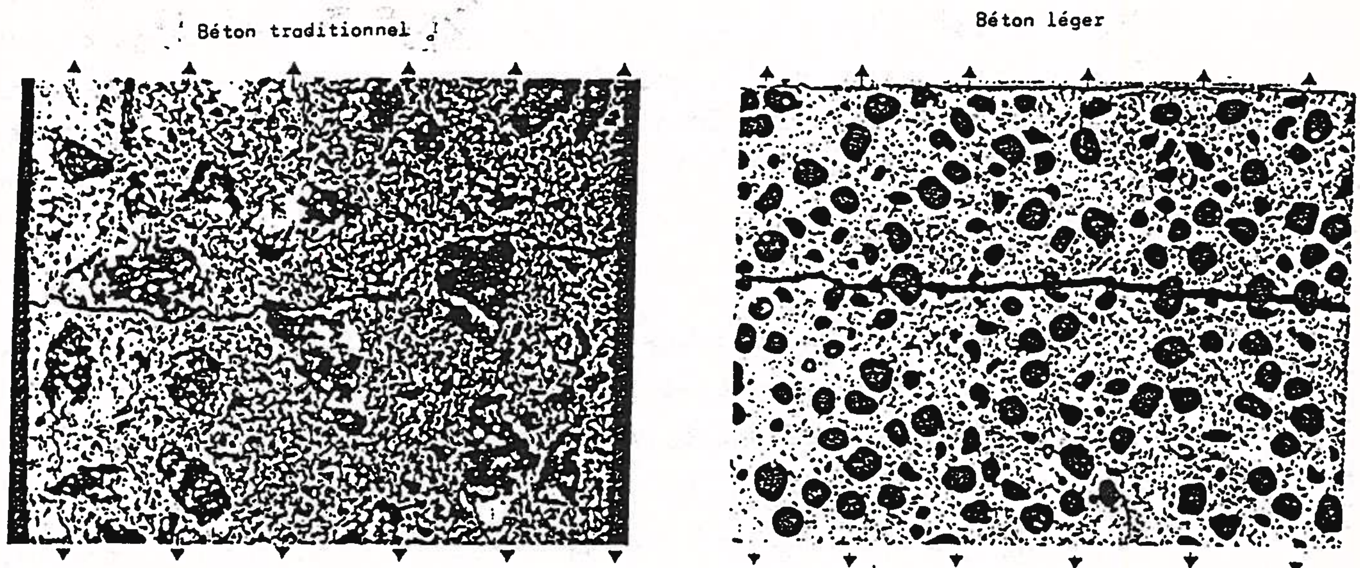


FIGURE 6.9 – SURFACE DE RUPTURE EN TRACTION PURE (104)

On voit que dans le cas de béton traditionnel, le granulat est moins déformable que la pâte de ciment et la surface de rupture suit le contour des granulats mais dans le cas de béton léger suffisamment âgés pour que la pâte de ciment soit devenue moins déformable que le granulat, la surface de rupture traverse les granulats.

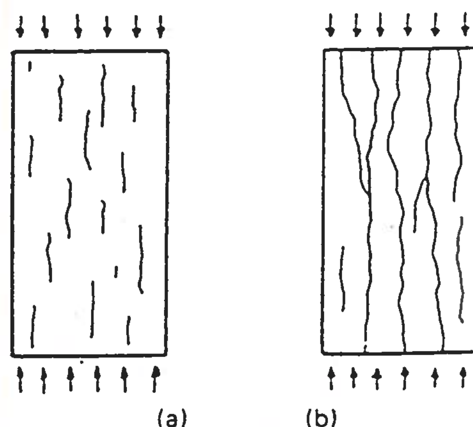


FIGURE 6.10 - FISSURATION D'UN ECHANTILLON DANS UN ESSAI DE COMPRESSION (104)

Vers 80 à 90 % de la charge maximale, on voit apparaître une fissuration (6.10a) et à la charge maximale l'échantillon se sépare en plusieurs éléments comme l'indique le schéma de la figure (6.10b).

VI.3.3. Relation entre les résistances en compression et de traction

Compte tenu de leur importance, il est logique que les résistances en compression et en traction soient très souvent étudiées et donc bien connues. Il n'y a pas de proportionalité directe entre les classes de résistance, le rapport dépend du niveau général de la résistance du béton. En d'autres termes, comme la résistance en compression σ_c augmente, la résistance à la traction σ_f croît également mais différemment.

De nombreux facteurs modifient la relation entre les deux résistances comme le type et la nature des granulats, la granulométrie , les propriètés des éléments fins. L'âge est aussi un facteur dans la relation entre σ_c et σ_f : au delà d'un mois, la résistance à la traction augmente plus lentement que la résistance en compression.

La résistance à la traction du béton est plus sensible à la conservation en ambiance sèche que la résistance à la compression, probablement à cause de l'effet d'un retrait non uniforme dans l'éprouvette qui crée un effort de flexion très sérieux. Ainsi, le béton conservé à l'air (salle sèche) à un rapport $\frac{\sigma_f}{\sigma_c}$ plus bas que le béton conservé dans la salle humide (voir tableau 6.6)

L'incorporation d'un entraîneur d'air modifie le rapport $\frac{\sigma_f}{\sigma_c}$ car la présence de l'air diminue la résistance en compression du béton plus que la résistance à la traction.

Le béton léger, a une relation entre σ_f et σ_c différente de celle des bétons traditionnels.

De nombreuses formules empiriques reliant σ_f et σ_c ont été suggèrées. Elles sont souvent du type :

$$\sigma_f = K \ \sigma_c^{\ n}$$

ou :

K et n sont des coefficients.

n, varie entre $\frac{1}{2}$ et 3/4. (14).

Compte tenu des nombreux facteurs influençant le rapport des résistances, il n'est guère étonnant qu'aucune relation simple ne soit dans tous les cas, applicable malgré le grand nombre de résultats présentés par des chercheurs étudiant la relation entre les résistances en compression et de traction du béton.

Lorsque le béton est mis en place et vibré, les gros granulats forment des voûtes ou des ponts et le mortier est emprisonné sous ces arches. Pendant que des particules les plus lourdes constituant le mortier s'installent, l'eau est attirée vers le haut et forme une couche faible sous la voûte des granulats. Ces zones faibles, sont, par conséquent, perpendiculaire au sens du bétonnage. La résistance de l'éprouvette en traction ou en compression dépend, en outre, de l'orientation de ligne de faiblesse par rapport à la force d'essai. Si les plans sont à angle droit pour la force d'essai, la résistance en compression sera plus élevée et celle à la traction sera moindre, et inversement si ces plans sont parallèles à la force d'essai, la résistance en compression sera moindre et la résistance à la traction sera plus élevée. La présence de ces zones faibles est confirmée pour les mesures de vitesse du son à la peau présentée précédemment. L'examen des surfaces de rupture des éprouvettes rompues montre que, généralement, les granulats restent solidaires de la portion supérieure.

VI.3.4. Influence de la nature minéralogique des granulats sur les résistances mécaniques des bétons

VI.3.4.1. Principes généraux

Divers facteurs liés à la nature minéralogique du granulat peuvent avoir une influence sur les résistances mécaniques des bétons. Ce sont les caractéristiques mécaniques des matériaux enrobés et la résistance au niveau des collages ou adhérence.

Il est difficile de prévoir, à priori, dans quel sens les premiers de ces facteurs peuvent modifier les résistances mécaniques des bétons. Par contre, il est logique de penser qu'il y a une relation directe entre l'adhérence et ces résistances.

Il apparait que la nature minéralogique des granulats, dans la mesure, notamment, où elle conditionne l'adhérence, soit un facteur essentiel de la résistance des bétons sous l'action des charges extérieures. Il semble logique de penser qu'elle est également un facteur déterminant de la résistance des bétons aux effets des forces internes engendrées par un agent physique tel que le gel. (105).

En effet, le béton contient, initialement, un surplus d'eau pour l'hydratation complète du ciment. En outre, il absorbe de l'eau supplémentaire si le milieu de conservation s'y prête.

Les défauts peuvent donc être remplis d'eau, comme les autres discontinuités du béton, et contribuer à la destruction de ce matériau sous l'action du gel.

La gélivité des bétons doit donc être directement liée à la proximité des collages existant entre la pâte et les granulats.

VI.3.4.2. Importance de la liaison pâte/granulats

Il faut exercer un effort mesurable, et en général élevé, pour séparer un grain de la pâte de ciment qui l'entoure dans un béton durci. Il existe donc entre le liant et les matériaux enrobés des liaisons qui se développent au cours de la prise et du durcissement du ciment,

ainsi que la résistance mécanique peut être supérieure à la cohésion propre des phases en présence (106).

Pour préciser l'origine de ces liaisons ; il convient de rappeler que la pâte plastique du ciment qui entoure les grains à la fin du gâchage d'un béton se transforme peu à peu en une masse entièrement cristallisée, et par conséquent, on peut s'attendre à voir se développer des liaisons du type solide sur solide entre le liant et les matériaux enrobés.

Le minéralogiste imagine, à priori, deux modes d'adhérence, une adhérence chimique et une adhérence par rugosité superficielle du grain dans laquelle les particules très finement cristallisées du ciment hydraté enserrent les protubérances et les aspérités de la surface des matériaux enrobés (figure 6.11). Il s'agit donc d'une adhérence à l'échelle des dimensions réticulaires, sorte de liaison dans laquelle les cristaux du ciment prolongent ceux du granulat, avec lesquels ils mettent en commun des mailles planes ou spatiales.

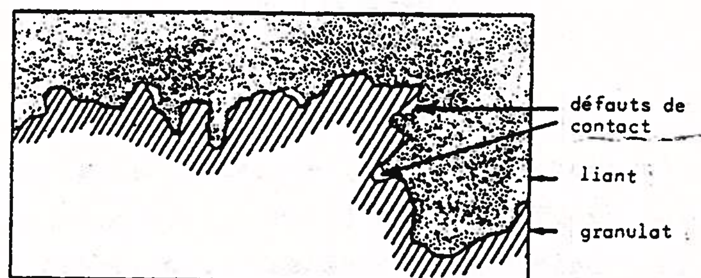


FIGURE 6.11 - TYPE D'ADHERENCE PAR RUGOSITE OU EFFET TENAILLE

Les micrographies montrent que les granulats sont effectivement entourés d'une auréole de pâte particulière où l'on distingue, en général, deux zones :

l'une, intimement liée au granulat et où le décollement des films ne provoque aucune dé-cohésion,
l'autre, où l'on observe de nombreux arrachements, caractéristiques d'une faible cohésion (107).

Dans le cas des bétons traditionnels, qui sont réalisés avec des granulats non poreux ou très peu poreux et qui moins déformables

que la pâte du ciment hydraté, toutes sollicitations mécaniques conduisent à un resserrement des isostatique de la pâte vers le granulat comme l'indique le schéma de la figure 6.12 (107).

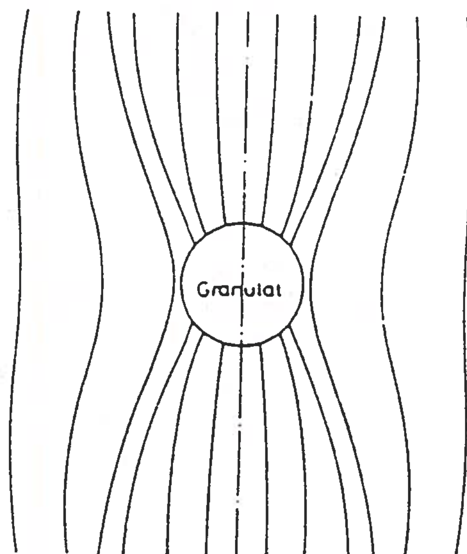


FIGURE 6.12 CONCENTRATION DES ISOSTATIQUES VERS LE GRANULAT LORSQUE CELUI-CI EST MOINS DEFORMABLE QUE LA MATRICE DE PATE DU CIMENT HYDRATE (107)

L'auréole est alors, en certains points, plus sollicitée que la masse de pâte ; or elle en est la partie la plus faible. On est conduit, logiquement, à penser qu'elle est le siège des premières irréversibilités, soit par consolidation résultant de micro-ruptures avec fermetures de pores si elle est comprimée, soit par fissuration si elle est tendue ou soumise au cisaillement dans la zone de plus faible cohésion.

Avec le béton léger, les grains enrobés sont, sauf aux jeunes âges, plus déformables que la pâte du ciment hydraté. Les isostatiques s'écartent des granulats et la liaison est moins sollicité que la matrice. Les irréversibilités peuvent alors apparaître, soit dans les granulats, soit dans la matrice, mais vraisemblablement pas à la liaison.

La liaison pâte-granulat est une fonction des facteurs suivants :

- nature minéralogique et état de surface du granulat
- rapport eau-ciment
- conditions de conservation
- dosage en ciment.

Les défauts de contact entre les granulats et le liant sont plus importants, au fur et à mesure que croît la valeur du rapport E/C. Cela est vraisemblablement dû au fait que lorsque l'on emploie une quantité d'eau de gâchage élevée, une partie de celle-ci, expulsée hors de la pâte du liant au cours de la prise, se glisse à la surface des granulats qu'elle enrobe alors d'une pellicule liquide, s'opposant à l'établissement d'une bonne liaison avec les constituants cristallisés du ciment (106).

D'excellentes adhérences de la pâte-granulat sont trouvés dans les bétons conservés en salle humide, par contre, les bétons conservés en salle sèche (avec ou sans produit protecteur) ont des défauts de contact plus marqués que ceux que l'on observe après conservation en salle humide.

L'origine de cette différence doit probablement être attribuée au phénomène de retrait qui affecte la pâte de ciment lors de sa dessiccation en salle sèche et qui a pour effet d'engendrer, dans un matériau déjà rigide, des contraintes d'extension, susceptibles d'augmenter les dimensions de la fissuration due au défaut d'adhérence (106). Ses effets sont plus importants pour les éprouvettes du béton léger conservées en salle sèche.

On constate que l'adhérence pâte-grain du béton léger conservé en salle humide est meilleure que celle du béton traditionnel pour la même ambiance et ceci grâce aux échanges d'eau entre la pâte et les granulats légers. La pâte de ciment est mise au contact du granulat léger (poreux) or celui-ci absorbe une partie de l'eau de la pâte, et au bout d'un certain temps, un équilibre s'établit entre la force de succion du matériau poreux et celle de rétention de l'eau par la pâte.

VI.3. 5. Confection des bétons et modes opératoires

Lorsque la notion de résistance mécanique des bétons est abordée, il s'agit, généralement, de la résistance en compression. En effet, elle est souvent considérée comme la plus représentative des propriétés du béton et elle est la plus utilisée.

La réalisation d'une étude expérimentale sur le béton comporte quatre étapes :

- préparation des matériaux et gâchage du béton
- confection des éprouvettes
- conservation des éprouvettes
- essais (par exemple rupture par flexion et compression)

Les compositions des bétons traditionnels et légers sont décrites dans le chapitre V. Le béton, après confection, est alors mis en place, introduit dans les moules puis vibré sur table vibrante. Les moules doivent toujours être enduit d'un produit de démoulage. Dans tous les essais, les éprouvettes confectionnées sont réparties dans trois ambiances :

Une série est conservée dès le démoulage (24 h) et en permanence en salle humide (20°C - 99 % H.R.)
Une deuxième en salle sèche (20°C - 50 % H.R.)

et la dernière, également en salle sèche (20°C - 50 % H.R.) mais avec un produit de cure répendu à 24 heures sur toutes les faces des éprouvettes. Le produit de cure est l'ANTISOL de la société SIKA. La fiche technique de ce produit est donnée en annexe.

Les essais de résistance mécanique sont réalisés à 28 j. et 90 j., conformèment aux prescriptions des normes NF P 18 406 et NF P 18 407.

La contrainte de rupture à la compression d'une éprouvette est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_c = \frac{F}{S}$$

avec :

F = la charge de compression est exprimée en KN
S = section (cm2) : 200 cm2 pour des éprouvettes 14 x 14
La contrainte σ_c est exprimée en MPa.

Pour déterminer la résistance en traction par flexion, l'éprouvette est rompue par la méthode présentée sur la figure 6.13 en veillant à ce que la surface d'arasement soit placée latéralement.

Le chargement est effectué au milieu des appuis (et non pas sans mouvement constant).

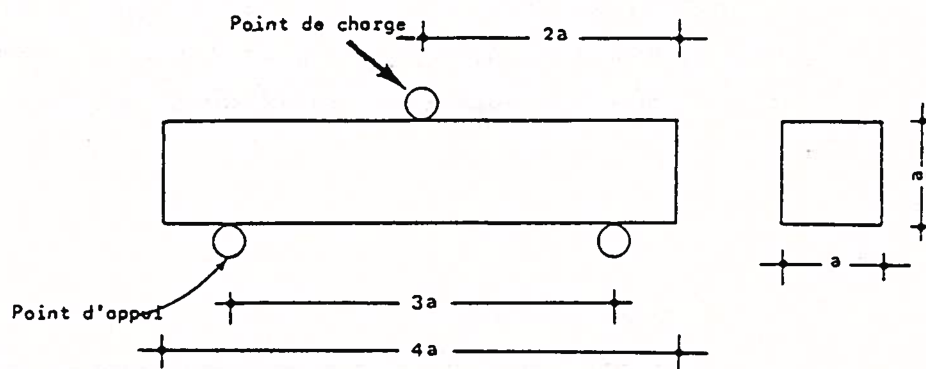


FIGURE 6.13 - ESSAIS DE TRACTION-FLEXION

On retient comme charge de rupture, la charge maximale enregistrée au cours de l'essai et on calcule la contrainte correspondante par la formule :

$$\sigma_f \text{ flexion} = \frac{Mv}{I}$$

avec :

$$\frac{I}{v} = \frac{bh^2}{6} \qquad M = \frac{Fa}{2} \qquad \text{et } a = b = h$$

d'où :

$$\sigma_f = 3a \frac{F}{a^2}$$

avec :

a en cm (arête de la base de l'éprouvette)
F en KN (charge maximale)
σ_f en MPa (résistance en traction par flexion)

La résistance en traction pure est de l'ordre de 50 à 60 % de la résistance en traction par flexion.

VI.3.6. Résultats des essais

Les résultats moyens des essais de résistances mécaniques effectués sur les bétons à 28 et 90 jours sont regroupés dans les tableaux 6.3 et 6.4 et ce, pour toutes les ambiances (résultats arrondis au MPa ou supérieur au 1/10ème de MPa en traction).

Béton traditionnel

Série	Ambiance	Résistance en compression MPa		Résistance en traction MPa		Module dynamique MPa	
		28 j	90 j	28 j	90 j	28 j	90 j
AA1	salle humide	50	54	4,1	4,7	42100	43100
AA2	salle sèche	42	45	2,4	3,0	34200	36390
AA3	salle sèche+cure	45	46	2,4	3,0	39800	40490
AB1	salle humide	49	51	3,6	4,3	41100	42470
AB2	salle sèche	40	41	2,4	3,0	33800	36300
AB3	salle sèche+cure	44	45	2,7	3,0	39400	39600
AC1	salle humide	56	59	4,8	5,3	44000	45700
AC2	salle sèche	50	52	3,1	3,9	36000	39000
AC3	salle sèche+cure	52	55	3,1	3,9	41000	40850
AD1	salle humide	52	57	4,3	5,0	42800	44470
AD2	salle sèche	48	51	2,8	3,5	35000	37960
AD3	salle sèche+cure	49	51	2,9	3,5	40200	40400

TABLEAU N° 6.3 - RESULTATS MOYENS DES ESSAIS DE RESISTANCES MECANIQUES EFFECTUES SUR LES BETONS A 28 et 90 JOURS

Béton léger

Série	Ambiance	Résistance en compression MPa		Résistance en traction MPa		Module dynamique MPa	
		28 j	90 j	28 j	90 j	28 j	90 j
BB 1	salle humide	38,5	41	3,1	3,5	20 500	21 700
BB 2	salle sèche	35,0	39	1,8	2,5	18 700	19 400
BB 3	salle sèche+cure	34,0	38	1,8	2,5	20 100	19 500
CB 1	salle humide	40,5	42	3,1	4,0	21 900	21 500
CB 2	salle sèche	35,0	40,5	1,8	2,6	20 200	19 000
CB 3	salle sèche+cure	38,0	41,5	1,9	3,0	21 600	20 700
CD 1	salle humide	43,5	45,0	4,0	4,5	23 700	24 900
CD 2	salle sèche	37,0	42,0	2,1	3,0	21 600	21 400
CD 3	salle sèche+cure	42,50	44,0	2,0	2,9	22 600	22900
DD 1	salle humide	42,00	43	3,5	4,0	23 300	23 500
DD 2	salle sèche	36,5	40	1,9	2,5	20 700	20 400
DD 3	salle sèche+cure	41,5	42,5	2,1	3,0	22 200	21 500

TABLEAU n° 6.4 - RESULTATS MOYENS DES ESSAIS DE RESISTANCES MECANIQUES EFFECTUES SUR LES BETONS A 28 et 90 JOURS

VI.3.7. Commentaires

Les résultats obtenus montrent que, pour une même teneur en ciment et une même ambiance :

1. les résistances en compression des bétons légers sont systématiquement infèrieures à celles des bétons traditionnels correspondants, les différences étant comprises entre 13 % et 22 %. Cette chute, est liée comme vu, précédemment à la résistance propre des granulats légers qui limite supérieurement les performances mécaniques qu'il est possible d'atteindre en béton léger de structure.

2. Pour étudier l'influence des conditions hygrométriques de conservation, le rapport

$$\frac{\sigma_c \; 99 \; \% \; H.R.}{\sigma_c \; 50 \; \% \; H.R.} \text{ à 28 jours}$$

est intéressant à analyser. Les résultats obtenus pour les divers bétons sont présentés dans le tableau 6.5.

Béton traditionnel					
Dosage en ciment kg/m3	Consistance (cm)	E/C	Série	Ambiance	$\frac{R_c \text{ 99 \% H.R.}}{R_c \text{ 50 \% H.R.}}$
350	5	0,54	AA2	salle sèche	1,19
			AA3	salle sèche + produit protect.	1,11
	12	0,60	AB2	salle sèche	1,23
			AB3	salle sèche + produit protect.	1,11
450	5	0,42	AC2	salle sèche	1,12
			AC3	salle sèche + produit protect.	1,08
	12	0,47	AD2	salle sèche	1,08
			AD3	salle sèche + produit protect.	1,06

Béton léger					
Dosage en ciment (kg/m3)	Consistance	E/C	Série	Ambiance	$\frac{R_c \text{ 99 \% H.R.}}{R_c \text{ 50 \% H.R.}}$
350 ARGI 16	12	0,52	BB2	salle sèche	1,10
			BB3	salle sèche +produit protecteur	1,13
350 ARGI 16 + Plastifiant		0,50	CB2	salle sèche	1,16
			CB3	salle sèche +produit protecteur	1,07
450 ARGI 16 + Plastifiant	12	0,42	CD2	salle sèche	1,18
			CD3	salle sèche +produit protecteur	1,02
450 ARGI 16 + DAREX		0,41	DD2	salle sèche	1,15
			DD3	salle sèche +produit protecteur	1,01

TABLEAU N° 6.5 - RESULTATS OBTENUS POUR LES BETONS TRADITIONNELS ET LEGERS

Les bétons légers, contrairement aux bétons traditionnels, ne présentent guère, voir pas de différence pour une conservation à 50 % H.R. + protecteur et en salle humide. Cette insensibilité peut s'expliquer par la présence d'une réserve d'humidité suite à l'absorption d'eau par les granulats légers et qui maintient le béton dans une humidité interne, suffisante pour permettre un développement normal des performances et ce, pendant une période plus longue que celle du béton traditionnel.

3. La résistance à la compression du béton léger de structure est plus liée à la teneur en ciment pour un affaissement donné qu'au rapport E/C.

4. Les bétons traditionnels, dont le rapport E/C est faible ont les résistances en compression les plus élevées. Les résistances en traction par flexion augmentent d'une manière générale, directement avec un rapport E/C, bien que d'une façon moins nette que les résistances en compression.

5. Les résistances des bétons traditionnels conservés en salle sèche sont beaucoup plus faibles, aussi bien en compression qu'en traction que celles des bétons conservés en salle humide.
Ceci semble dû au fait qu'en salle humide, le béton dispose de suffisamment d'eau pour réaliser une hydratation complète assez rapidement, alors qu'en atmosphère plus sèche, cette hydratation est plus lente puisque l'eau interne s'est rapidement évaporée lors du séchage.

6. Il ressort des tableaux 6.4 et 6.5 que les résistances en traction des bétons légers sont systématiquement inférieures à celles des bétons traditionnels correspondants, les différences étant comprises, en moyenne, entre 14 et 27 % à 28 jours. La résistance à la traction des bétons légers conservés en salle humide (20°C - 99 % H.R.), est fonction, principalement, de leur résistance à la compression alors que le béton conservé en salle sèche (20°C - 50 % H.R.) subit des contraintes additionnelles dans les zones de surface due au retrait différentiel entre la surface et le coeur qui modifit la relation entre la résistance en traction et la résistance en compression.

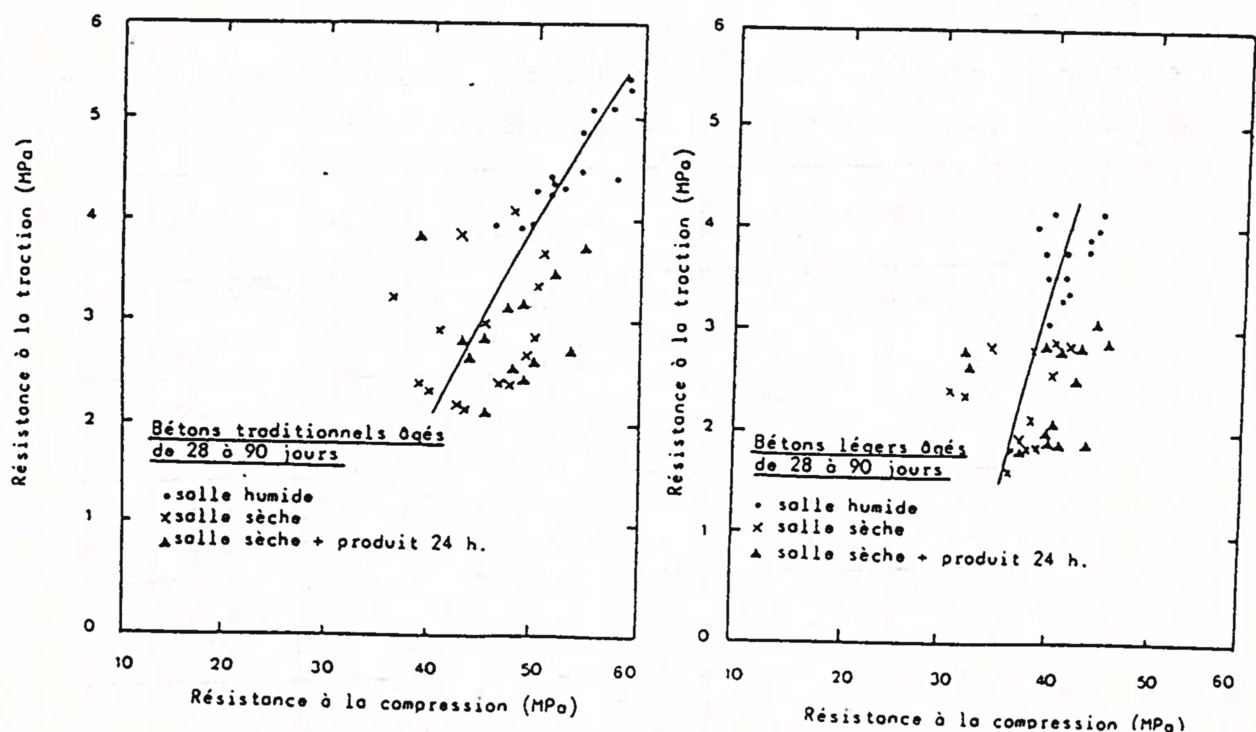


FIGURE 6.14 - RELATION ENTRE LA RESISTANCE A LA COMPRESSION ET LA RESISTANCE A LA TRACTION

7. Les valeurs des résistances à la traction, en atmosphère sèche, sont notamment plus faibles qu'en atmosphère humide, de l'ordre de 0,33 à 0,44 pour les bétons traditionnels et 0,46 à 0,58 pour les bétons légers.

8. Le produit de cure permet l'obtention de modules d'élasticité dynamique satisfaisant. Cependant, ils restent toujours inférieur à ceux des bétons conservés en ambiance humide.

Les modules des bétons légers se situent, en moyenne, à 51 % de la valeur des bétons traditionnels en atmosphère humide (20°C-99 % H.R.) et 56 % pour l'ambiance sèche (20°C -50 % H.R.) avec ou sans produit de protection.

9. Le module d'élasticité dynamique peut légèrement varier pour une résistance en compression donnée, en fonction de la proportion du béton et de l'âge de l'éprouvette.

10. Les bétons légers montrent une augmentation de résistance en compression et en traction de 28 jours à 90 jours plus élevée que les bétons traditionnels surtout pour les cas de conservations sèches, tableaux 6.4 et 6.5.

Dans le tableau suivant, nous trouvons des relations entre les résistances en compression et en traction représentant tel un rapport de $\frac{\sigma_f}{\sigma_c}$ à 28 et 90 jours pour les dosages 350 et 450 kg/m3 en ciment.

Béton		Ambiance	$\frac{\sigma_f}{\sigma_c}$ (350 kg/m3)	$\frac{\sigma_f}{\sigma_c}$ (450 kg/m3)
Béton traditionnel	28 j	salle humide	0,081	0,088
	90 j		0,090	0,090
Béton léger	28 j		0,082	0,090
	90 j		0,088	0,097
Béton traditionnel	28 j	salle sèche	0,062	0,070
	90 j		0,062	0,073
Béton léger	28 j		0,057	0,069
	90 j		0,055	0,067
Béton traditionnel	28 j	salle sèche + produit 24 heure	0,062	0,066
	90 j		0,060	0,072
Béton léger	28 j		0,056	0,069
	90 j		0,048	0,070

11. En ce qui concerne les résistances mécaniques des bétons à 28 jours, nous constatons qu'en salle humide, un béton dosé à 350 kg/m3 possède une résistance en compression, comparable à celle du béton dosé à 450 kg/m3 conservé en salle sèche (tableaux 6.4 et 6.5). En revanche, sa vitesse du son est légèrement plus élevée, du fait de la présence d'eau. Pour les bétons dosés en ciment 350 kg/m3 (cône 12 cm), les réductions de résistance à la compression, dues à l'hygrométrie ambiante, sont de 11 à 23 % tandis que dans les bétons dosés à 450 kg/m3 (cône 12 cm) elles sont de 6 à 8 %. Comme les variations de la vitesse du son sont inférieures, on peut en conclure que les relations entre la vitesse du son et la résistance en compression pour le béton de même ouvrabilité ne sont pas indépendantes de la proportion du mélange et du dosage en ciment. Ce phénomène est plus sensible pour les résistances élevées que pour les résistances faibles, donc la relation entre la vitesse du son et la résistance en compression, en fonction des dosages en ciment n'est pas tellement sensible pour les résistances réduites.

En conclusion, pour une vitesse du son identique, les bétons conservés en ambiance humide présentent une résistance en compression infèrieure à ceux conservés en ambiance sèche. Plus globalement, l'humidité interne des bétons a une grande importance sur les résultats.

	Séries	Vitesse du son à 28 j (m / s)	Résistance à la compression à 28 j (MPa)
Salle humide (20°C - 99 % H.R.)	AA1	4480	50
	AB1	4480	49
	AC1	4650	56
	AD1	4560	52
	BB1	3780	38,5
	CB1	3890	40,5
	CD1	3860	43,5
	DD1	4030	42

TABLEAU N° 6.7 - BETONS ARMES EN SALLE HUMIDE

12. La figure 6.15 présente la corrélation générale entre les vitesses du son et les résistances en compression pour le béton avec un dosage en ciment de 350 et 450 kg/m3 pour les consistances de 5 et 12 cm.

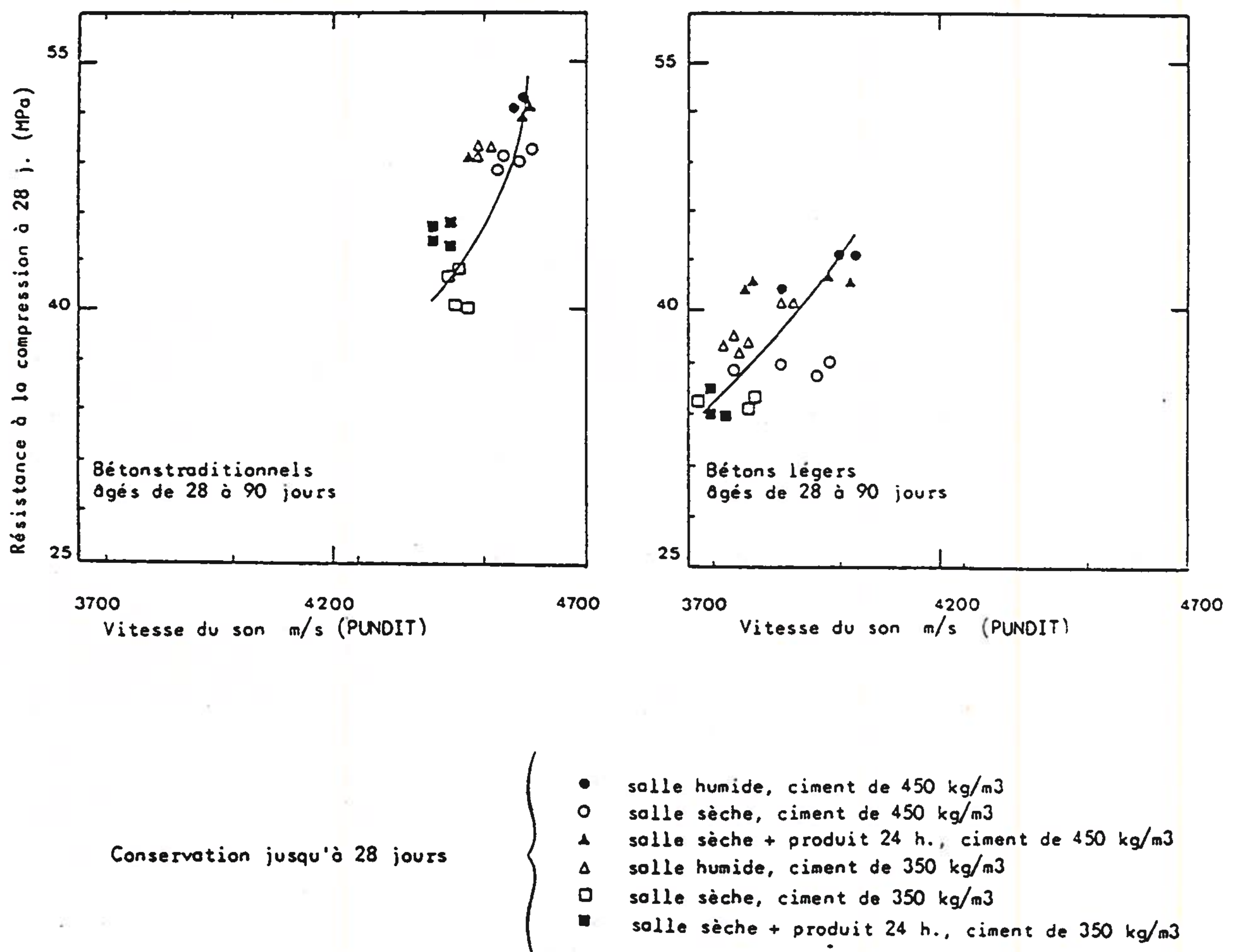


FIGURE 6.15 - RELATION ENTRE LA RESISTANCE A LA COMPRESSION ET LA VITESSE DU SON

Nous constatons que pour un type de conservation donné, la vitesse du son augmente en fonction du dosage en ciment et plus particulièrement, en fonction du rapport E/C même la variation de ce rapport E/C n'est pas assez importante pour déterminer si les variations dans la vitesse du son, en fonction du rapport E/C sont différentes pour les rapports faibles et élevés.

En général, les améliorations de résistance en compression sont plus élevées lorsque le rapport E/C est bas que lorsqu'il est haut. Il en est de même pour la vitesse du son qui varie plus rapidement aux résistances basses qu'aux hautes résistances.

VI.4. Caractéristiques physiques

Afin de mettre en évidence d'éventuelle hétérogénéité de structure au sein d'une même éprouvette, des tranches de béton ont été découpées, de façon à séparer le béton de coeur et le béton de peau dont on a, par ailleurs, fait les analyses sur béton frais (voir chapitre \

Sur chaque zone, des essais de porosité, d'absorption capillaire et la mesure de la vitesse du son ont été réalisé, en respectant le mode opératoire présenté dans le chapitre III.

VI.4.1. Résultats d'essais et commentaires

Les résultats sont résumés dans les tableaux 6.8 et 6.9.

Ils montrent que :

A. Bétons traditionnels

Dosage en ciment en kg/m3	Série	Slump en cm	Conservation		Coefficient de capillarité gm/cm2 min.0,5	vitesse du son m/s	Porosité %	Densité apparente
3 5 0	AA1	5	salle humide	peau	1,77	4305	[illegible]	2,270
				coeur	1,13	4505	13,2	2,275
	AA2		salle sèche	peau	1,40	4430	13,7	2,240
				coeur	0,80	4665	12,4	2,275
	AA3		salle sèche + produit protecteur 24 heures	peau	0,70	4260	14,5	2,225
				coeur	1,45	4715	13,4	2,260
	AA4		salle sèche + produit protecteur 28 jours	peau	1,12	4405	16,1	2,135
				coeur	1,72	4535	14,7	2,225
	AB1	12	salle humide	peau	1,28	4405	14,5	2,190
				coeur	1,29	4680	13,5	2,250
	AB2		salle sèche	peau	1,45	4185	16,1	2,155
				coeur	1,49	4455	14,5	2,225
	AB3		salle sèche + produit protecteur 24 heures	peau	1,59	4275	16,2	2,180
				coeur	1,19	4520	14,2	2,230
	AB4		salle sèche + Produit protecteur 28 jours	peau	1,17	4435	17,0	2,195
				coeur	1,57	4725	14,7	2,240
4 5 0	AC1	5	salle humide	peau	0,92	4515	14,4	2,240
				coeur	0,95	4645	12,9	2,265
	AC2		salle sèche	peau	1,12	4395	14,3	2,225
				coeur	1,13	4940	13,1	2,275
	AC3		salle sèche +produit protecteur 24 heures	peau	0,28	4690	15,4	1,985
				coeur	0,48	4700	12,8	2,345
	AC4		salle sèche + produit protecteur 28 jours	peau	0,77	4700	14,2	2,170
				coeur	0,67	4825	12,6	2,395
	AD1	12	salle humide	peau	0,20	4695	13,4	2,180
				coeur	0,26	4715	13,1	2,240
	AD2		salle sèche	peau	0,86	4335	15,9	2,155
				coeur	0,78	4740	14,1	2,350
	AD3		salle sèche + produit protecteur 24 heures	peau	0,50	4510	14,8	2,220
				coeur	0,55	4680	13,3	2,285
	AD4		salle sèche + produit protecteur 28 jours	peau	0,60	4655	15,6	2,175
				coeur	0,68	4760	14,4	2,240

TABLEAU N° 6.8 - RESULTATS D'ESSAIS

B. Bétons légers

Dosage en ciment en kg/m3	Série	Slump en cm	Conservation	Coefficient de capillarité gm/cm2 min.^{0,5}		Vitesse du son m/s	Porosité %	Densité apparente
3 5 0 ARGI 16	3B1	12	salle humide	peau	0,97	4 100	30,69	1,580
				coeur	1,10	4000	30,71	1,515
	3B2		salle sèche	peau	1,07	3655	32,55	1,555
				coeur	1,36	4025	33,30	1,585
	3B3		salle sèche +produit protecteur 24 heures	peau	0,65	3830	32,15	1,580
				coeur	1,28	4000	32,43	1,625
	3B4		salle sèche +produit protecteur 28 jours	peau	0,93	3880	32,88	1,510
				coeur	1,24	4220	23,82	1,625
3 5 0 ARGI 16 + plastifiant	CB1	12	salle humide	peau	0,362	3440	19,60	1,585
				coeur	0,445	3820	15,10	1,570
	CB2		salle sèche	peau	0,635	3670	32,71	1,655
				coeur	0,929	4440	27,42	1,600
	CB3		salle sèche +produit protecteur 24 heures	peau	0,318	3550	31,53	1,615
				coeur	0,729	3290	26,02	1,605
	CB4		salle sèche +produit protecteur 28 jours	peau	0,619	3590	32,79	1,595
				coeur	0,919	3695	29,54	1,605
4 5 0 ARGI 16 + plastifiant	CD1	12	salle humide	peau	1,29	3795	29,99	1,585
				coeur	1,27	4075	29,19	1,625
	CD2		salle sèche	peau	1,51	4055	32,94	1,575
				coeur	1,20	4020	32,49	1,585
	CD3		salle sèche +produit protecteur 24 heures	peau	0,640	3875	31,67	1,600
				coeur	1,050	4065	31,57	1,610
	CD4		salle sèche +produit protecteur 28 jours	peau	1,82	3975	32,57	1,540
				coeur	1,20	4185	32,33	1,650
4 5 0 ARGI 16 + DAREX	DD1	12	salle humide	peau	0,70	3960	13,24	1,695
				coeur	0,33	4150	13,05	1,715
	DD2		salle sèche	peau	1,39	3905	27,53	1,720
				coeur	0,69	3990	19,[illegible]	1,745
	DD3		salle sèche +produit protecteur 24 heures	peau	1,14	4000	25,72	1,665
				coeur	0,36	4420	23,40	1,735
	DD4		salle sèche +produit protecteur 28 jours	peau	0,87	4060	26,91	1,680
				coeur	0,65	4070	24,79	1,690

TABLEAU N° 6.9. - RESULTATS D'ESSAIS

1. Le béton de peau est nettement différent du béton du coeur. La porosité de la couche de parement est de l'ordre de 2 à 17 % supérieure à celle existant au coeur du béton. Ces porosités varient également, suivant le mode de conservation, de 8 à 16 %. Elles s'échelonnent sur les bétons traditionnels de 0 à 22 % et de 0 à 51 % pour les bétons légers.

2. Parallèlement, le coefficient de capillarité le plus élevé est celui des bétons conservés en salle sèche. La variation, en fonction de la conservation, est la plus nette pour les bétons gâchés avec beaucoup d'eau, (figures 6.16 et 6.17). L'ensemble des courbes de toutes les séries est donné en annexe. Quelques exemples sont joints ci-après.

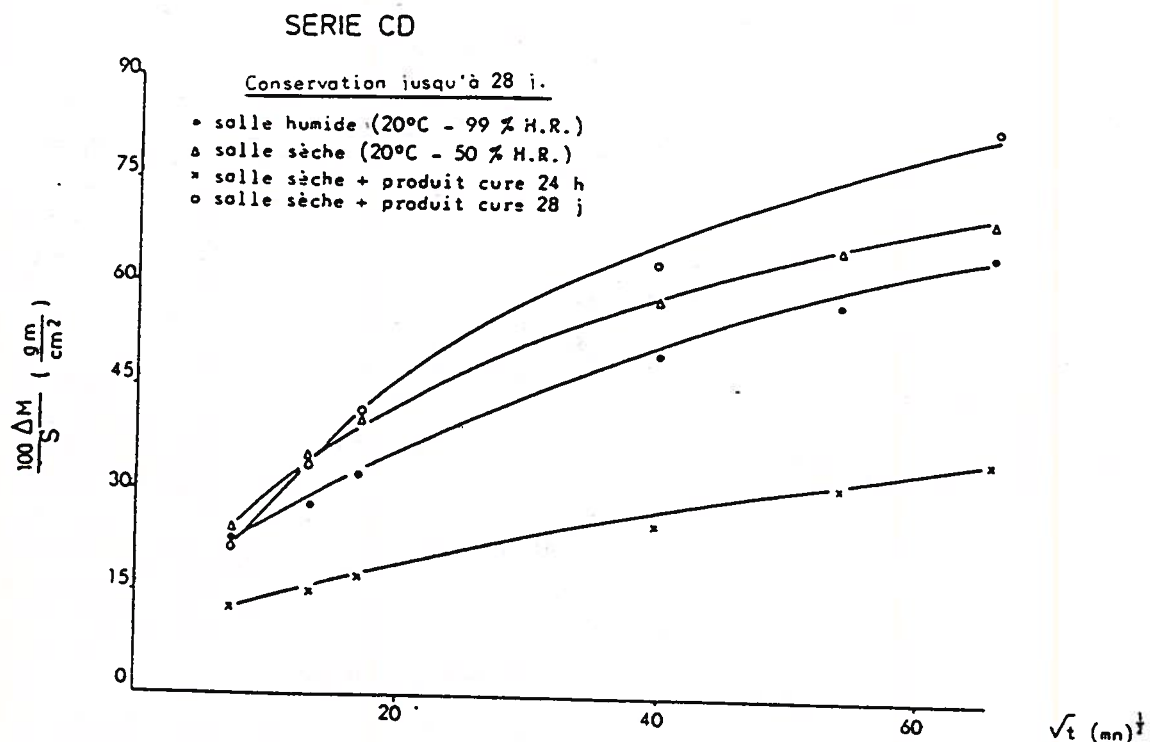


FIGURE 6.16 - ABSORPTION CAPILLAIRE

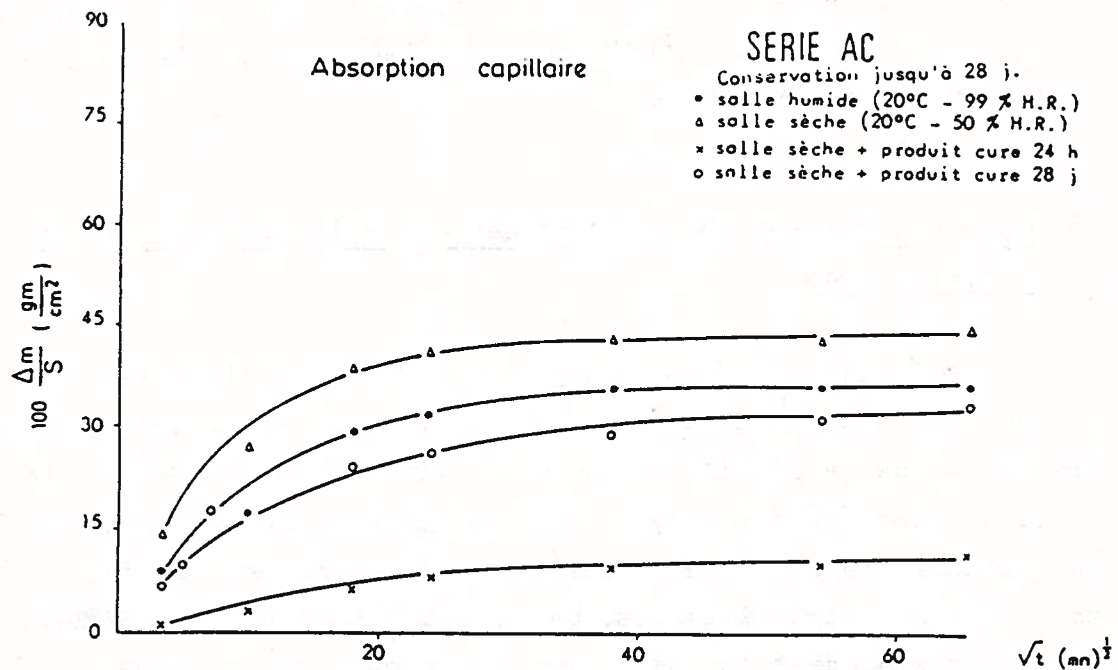


FIGURE 6.17 - ABSORPTION CAPILLAIRE

3. Les résultats des tableaux 6.8 et 9 montrent que la porosité des bétons légers est de 1,29 à 1,94 fois plus importante que celle des bétons traditionnels, cette différence est vraisemblablement due à la porosité même des granulats légers. Par contre, les coefficients de capillarité des bétons légers ne sont que légèrement plus élevés que ceux du béton traditionnel.

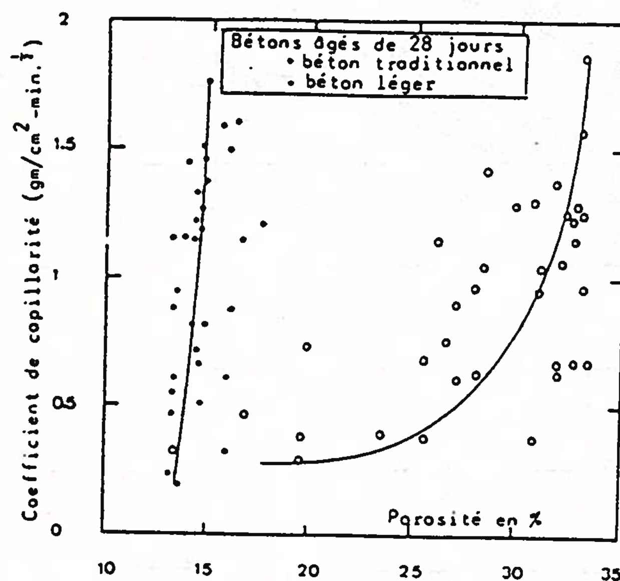


FIGURE 6.18 - RELATION ENTRE LA POROSITE ET LE COEFFICIENT DE CAPILLARITE DU BETON

4. Les bétons de peau ont un réseau capillaire plus dense que celui du coeur. Toutefois, cet écart s'estompe suivant le mode de conservation et de protection.

VI.5. Commentaires sur les différences entre le béton de coeur et le béton de peau

L'existence d'une couche de béton de qualité plus faible, à proximité des faces périphériques des éprouvettes est nettement mise en évidence par la mesure de la vitesse du son de la peau et du coeur. Les figures 6.19 et 6.20 présentent des exemples de fuseaux des vitesses du son enregistrées lors de la conservation pour deux bétons légers et traditionnels. Les limites supérieures (▲●■) de ces fuseaux correspondent aux vitesses du son par transparence du béton de coeur ; les limites infèrieures (△∘□) correspondent aux vitesses lues par transparence du béton de peau (éprouvettes non ferraillées). L'ensemble des courbes de toutes les séries est donné en annexe.

Les différences de vitesse du son peuvent atteindre 40 m/s à 28 jours pour certains bétons traditionnels et 50 m/s pour quelques bétons légers.

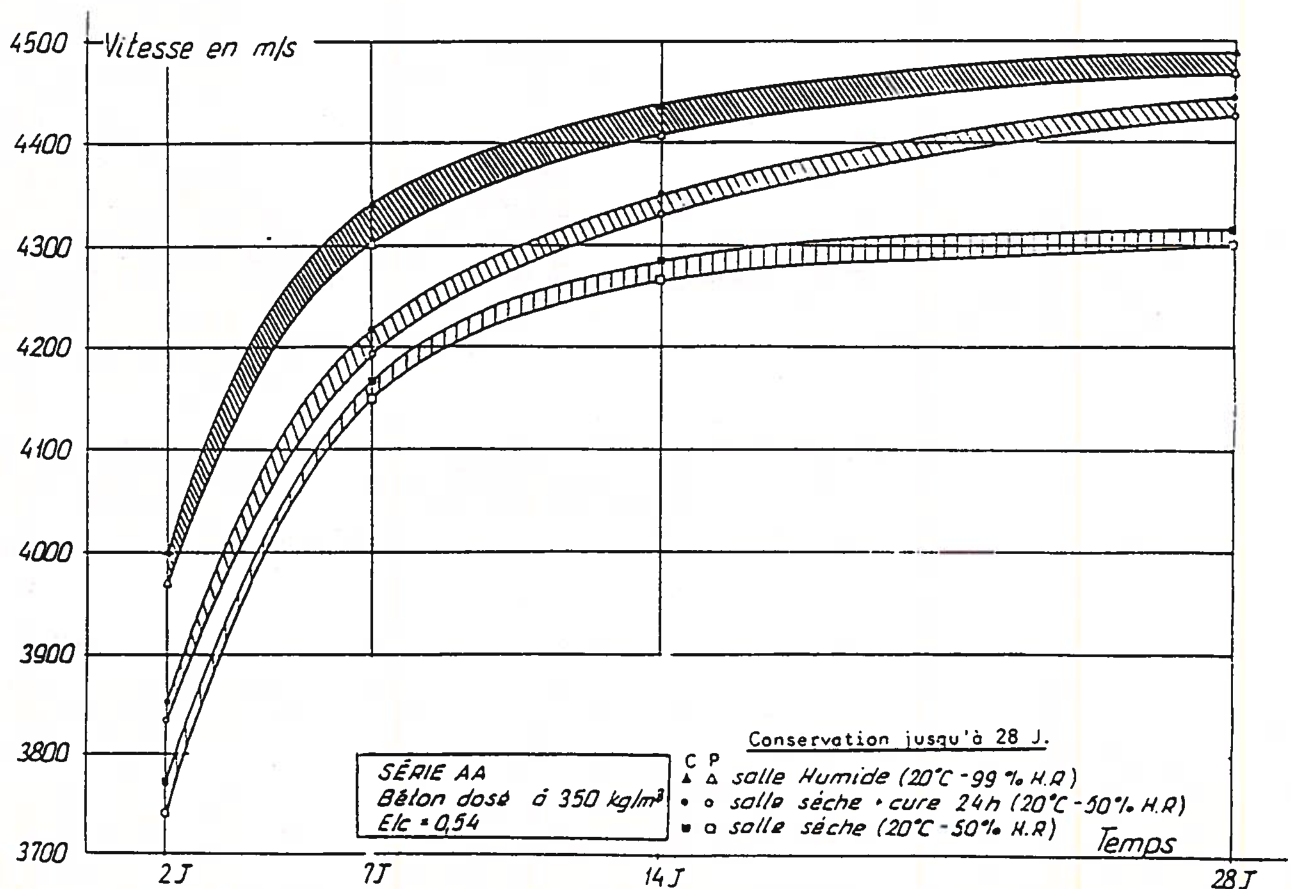


FIGURE 6.19 - EVOLUTION DU BETON DE COEUR ET DE PEAU

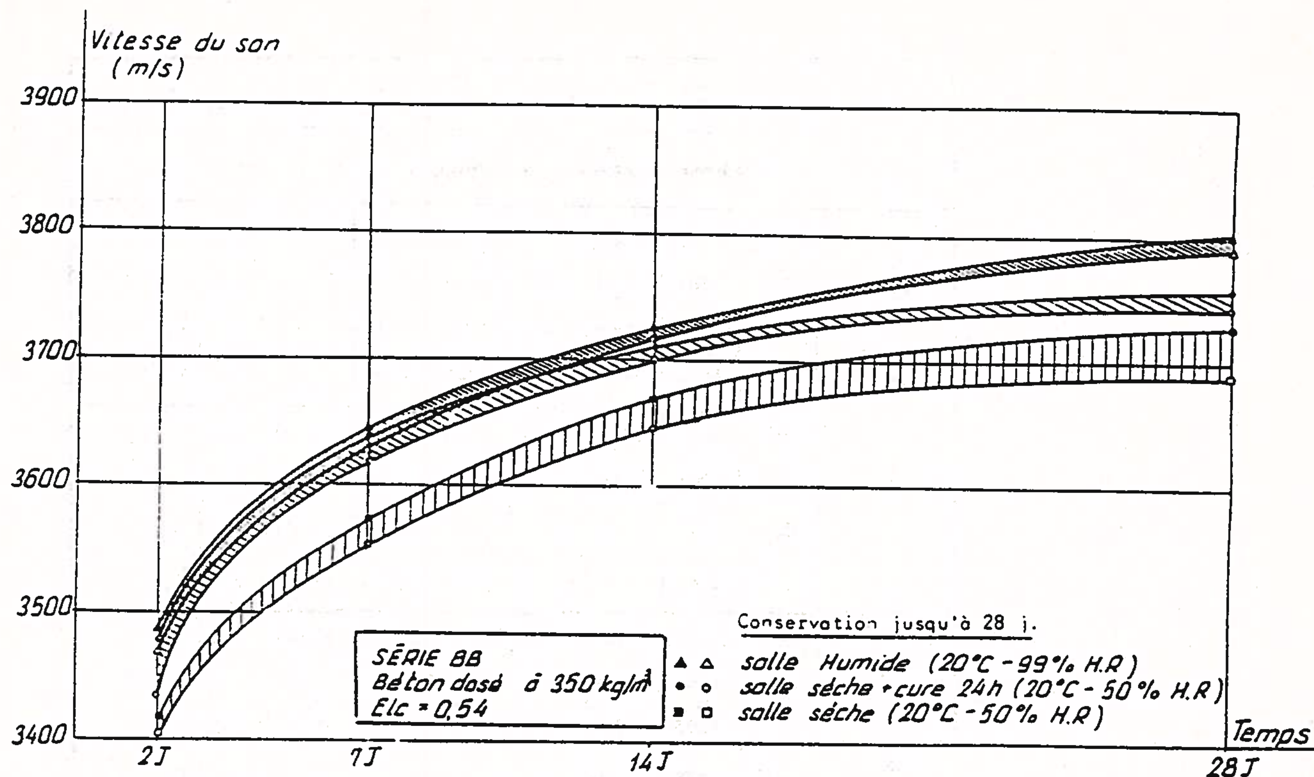


FIGURE 6.20 - EVOLUTION DU BETON DE COEUR ET DE PEAU - ARGI 16

Cette différence de vitesse du son peut être occasionnée par :

- l'hétérogénéité du béton lors de sa mise en place
- l'évaporation de l'eau du béton de peau
- la protection par un produit de cure
- la ségrégation du béton dans le sens vertical et transversal liée à la présence du ferraillage.

L'investigation est poursuivie, en découpant des lamelles de béton de coeur et de béton de peau, dans des éprouvettes ferraillées. Des essais de porosité et d'absorption capillaire sont de nouveau réalisés.

Les résultats moyens sont présentés dans le tableau 6.10.

Le béton de peau a de nouveau toujours été moins performant que le béton constituant le coeur.

Dans le béton traditionnel ceci confirme les résultats obtenus lors des analyses du béton frais et montre toujours que les teneurs en eau des prélèvements en peau sont supérieures à celles des prélèvements au coeur.

Conservation	Série	Vitesse du son m/s		Coef. de cap g/cm2 mn.½		Porosité		Densité apparente	
		peau	coeur	peau	coeur	peau	coeur	peau	coeur
Salle humide 20° C , 95 % HR.)	AA1	4305	4505	1,37	1,13	14,3	13,2	2,270	2,275
	AB1	4405	4680	1,28	1,29	14,5	13,5	2,190	2,250
	AC1	4515	4645	1,32	0,95	14,4	12,9	2,080	2,370
	AD1	4695	4715	0,20	0,26	13,4	13,1	2,180	2,240
	BB1	4095	4000	0,97	1,10	30,69	30,71	1,580	1,515
	CB1	3700	3820	0,362	0,445	19,86	16,10	1,585	1,570
	CD1	3795	4075	1,29	1,27	30,49	29,19	1,575	1,630
	DD1	3960	4150	0,70	0,33	13,24	13,05	1,695	1,715
Salle sèche 20°C 50 % h.R.	AA2	4440	4665	1,40	0,89	13,7	12,4	2,240	2,275
	AB2	4185	4455	1,45	1,49	16,1	14,5	2,155	2,225
	AC2	4395	4940	1,12	1,13	14,3	13,1	2,225	2,275
	AD2	4335	4740	0,86	0,78	15,9	14,1	2,155	2,350
	BB2	3655	4025	1,07	1,36	33,30	32,48	1,555	1,585
	CB2	3670	4440	0,636	0,929	32,71	27,42	1,655	1,600
	CD2	4055	4020	1,51	1,20	33,05	32,94	1,575	1,585
	DD2	3905	3990	1,39	0,69	27,53	16,67	1,720	1,745
Salle sèche (20°C - 50 % H.R.) avec produit protecteur 24 h	AA3	4260	4715	0,70	1,45	14,5	13,4	2,225	2,255
	AB3	4275	4520	1,59	1,19	16,2	14,2	2,180	2,230
	AC3	4690	4700	0,28	0,48	15,4	12,8	1,985	2,350
	AD3	4510	4680	0,50	0,55	14,8	13,3	2,220	2,285
	BB3	3830	4000	0,65	1,28	32,43	32,15	1,625	1,580
	CB3	3550	3290	0,318	0,729	31,53	26,02	1,615	1,605
	CD3	3875	4065	0,64	1,05	31,87	31,57	1,600	1,610
	DD3	4000	4150	1,14	0,36	25,72	23,46	1,735	1,665
Salle sèche (20° C - 50 % HR.) avec produit protecteur 28 j	AA4	4405	4535	1,12	1,72	16,1	14,7	2,135	2,225
	AB4	4435	4725	1,17	1,57	17,0	14,7	2,195	2,240
	AC4	4 700	4825	0,77	0,57	14,2	12,6	2,170	2,390
	AD4	4655	4760	0,60	0,68	15,6	14,4	2,175	2,240
	BB4	3880	4220	0,93	1,24	32,88	32,82	1,510	1,625
	CB4	3590	3695	0,619	0,919	32,79	29,54	1,595	1,605
	CD4	3975	4185	1,82	1,20	32,57	32,33	1,540	1,650
	DD4	4060	4070	0,87	0,65	26,91	24,79	1,680	1,690

TABLEAU N° 6.10 - ESSAIS DE POROSITE

VI.5.1. Caractérisation de l'hétérogénéité du béton lors de la mise en place

Nous avons vu, précédemment que la relation entre la vitesse du son et la résistance en compression pour le béton est affectée par les variations dans les proportions granulat/ciment et le type de granulats, et ce, indépendamment du rapport eau/ciment et de l'âge du béton.

L'analyse du béton frais nous a montré que le béton d'enrobage ou de peau est caractérisé par une forte teneur en mortier et graviers de petits diamètres. Inversement, le béton de coeur comporte un fort pourcentage de graviers de dimensions importantes.

Le tableau suivant qui ne présente que les résultats sur les éprouvettes conservées en salle humide (pas d'évaporation) confirment que les vitesses du son de coeur et en peau sont directement fonction de la composition réelle du béton.

	Série	Teneur en mortier % tm=te+tc+ts		Teneur en graviers en %		Vitesse du son en m/s	
		peau	coeur	peau	coeur	peau	coeur
Béton traditionnel	AA1	53,9	48	46,1	52,0	4305	4505
	AB1	53,8	49	46,2	51,0	4405	4680
	AC1	55,4	51,3	44,6	48,7	4515	4645
	AD1	56,7	50,7	43,3	49,3	4695	4715
Béton léger	BB1	74,0	71,9	26,0	28,1	4095	4000
	CB1	75,5	72,7	24,5	27,3	3700	3820
	CD1	75,7	75,4	24,5	24,6	3795	4075
	DD1	75,6	74,2	24,3	25,0	3960	4150

TABLEAU N° 6.11 - RESULTATS SUR EPROUVETTES EN SALLE HUMIDE

Les proportions différentes granulat/ciment et eau/ciment dans la peau et le coeur peuvent être calculées (tableau n° 6.12).

	Série	G/S (en poids)		E/C (en poids)		Vitesse du son à 28 j	
		peau	coeur	peau	coeur	peau	coeur
Béton traditionnel	AA1	1,46	1,76	0,53	0,52	4305	4505
	AB1	1,48	1,72	0,53	0,63	4405	4680
	AC1	1,53	1,84	0,40	0,42	4515	4645
	AD1	1,41	1,87	0,44	0,55	4695	4715
Béton léger	BB1	1,20	1,24	0,50	0,47	4095	4000
	CB1	1,15	1,35	0,49	0,53	3700	3820
	CD1	0,93	0,92	0,44	0,43	3795	4075
	DD1	0,97	1,03	0,49	0,54	3960	4150

TABLEAU N° 6.12 - PROPORTIONS ENTRE GRANULATS ET CIMENT

Ces résultats montrent qu'à une augmentation du rapport G/S correspond un accroîssement de la vitesse du son, tandis qu'à un accroîssement du rapport eau/ciment correspond une diminution de la vitesse du son. Le rapport G/S est plus influencé que le rapport E/C, par le phénomène d'hétérogénéité.

La vitesse de propagation du son dans les granulats naturels est supérieure à celle du mortier durci, ne serait-ce que parce que le poids spécifique des granulats naturels est supérieur à celui du mortier. De plus, les surfaces d'adhérence sable/ciment dans un mortier sont importantes et ce contact n'est pas toujours parfait. La présence des granulats de fort diamètres fait chuter considérablement ces surfaces de contact et facilite donc la propagation du son grace à des hétérogénéités de liaison moins nombreuses.

VI.5.2. Influence de l'évaporation de l'eau du béton de peau

L'évaporation de l'eau du béton est mise en évidence par la perte de poids lors de la conservation à 20°C et 50 % d'humidité relative.

L'eau restante après évaporation, se diffuse très difficilement entre le coeur et la peau d'une éprouvette de béton durci (103). Les conséquences de ce phénomène sont considérables, surtout sur les éléments de faibles épaisseurs. En effet, ces différences de qualité ont été mises en évidence par MAMILLAN et BOUINEAU (68)

qui montrent que la perte d'eau dans la partie située près du parement (3 à 5 cm) provoque une moindre qualité des bétons (moins de ciment hydraté).

L'écart entre les vitesses du son du béton de peau et de coeur, après deux jours de conservation, est approximativement constant quel que soit la composition du béton ou le type de conservation. Cet écart, s'accentue lors de la conservation des bétons en salle sèche. En effet, en plus de la ségrégation, il se produit une évaporation de l'eau par les surfaces latérales qui limite, localement, l'hydratation du ciment. Le béton est donc, de plus en plus hétérogène dans le temps et on peut aller jusqu'à parler de deux bétons différents. Tous ces phénomènes sont parfaitement mis en évidence par les vitesses de propagation du son en peau et en coeur.

VI.6. Masse volumique

VI.6.1. Résultats d'essais et commentaires

La composition théorique d'un béton est définie par :

- le dosage en ciment
- la quantité d'eau de gâchage
- la quantité d'eau absorbée par les granulats (principalement pour les granulats légers).
- le volume absolu de sable
- le volume absolu de granulat

La masse volumique théorique du béton frais peut être calculée à partir de cette composition par application des masses volumiques des différents constituants, la masse volumique sèche du béton est égale à la masse volumique du béton frais diminuée de la quantité d'eau évaporable. Celle-ci étant égale à la différence entre la quantité d'eau totale et la quantité d'eau nécessaire à l'hydratation du ciment, elle-même évaluée forfaitairement à 0,25 litre par kilogramme de ciment.

La quantité d'eau totale entrant dans la composition des bétons légers de structure est nettement plus importante que dans le cas des bétons traditionnels, il se rajoute la capacité d'absorption des granulats légers et la teneur en eau absorbée au moment de la fabrication du béton.

Si l'hygrométrie extérieure n'est pas saturée, une partie de cette eau peut s'évaporer au cours du durcissement du béton.

La vitesse de l'évaporation et la quantité d'eau évaporée dépendent des conditions de conservation.

La structure poreuse du béton conduit à définir trois masses volumiques bien distinctes qui sont :

- la masse volumique absolue : c'est la masse d'un mètre cube de matériau, déduction faite de tous les vides, c'est à dire, à la fois des vides entre particules et des vides compris dans les différentes particules.
- la masse volumique réelle, c'est à dire, la masse d'un mètre cube de matériau, déduction faite des vides inter- particulaires. Dans ce cas, les vides des particules font partie intégrante du volume mesuré.
- la masse volumique apparente est la masse d'un mètre cube de matériau, le volume total comprenant les vides entre les particules et ceux situés à l'intérieur des particules.

Deux exemples de variation de la masse volumique apparente (moyenne de la mass e volumique calculée sur trois éprouvettes) des bétons étudiés, en fonction du temps sont présentées sur les figures 6.21 et 6.22. Les courbes ont des allures paraboliques dans les premiers jours, mais semblent tendues vers la linéarité au bout de quelques semaines. L'ensemble des courbes de toutes les séries est donné en annexe.

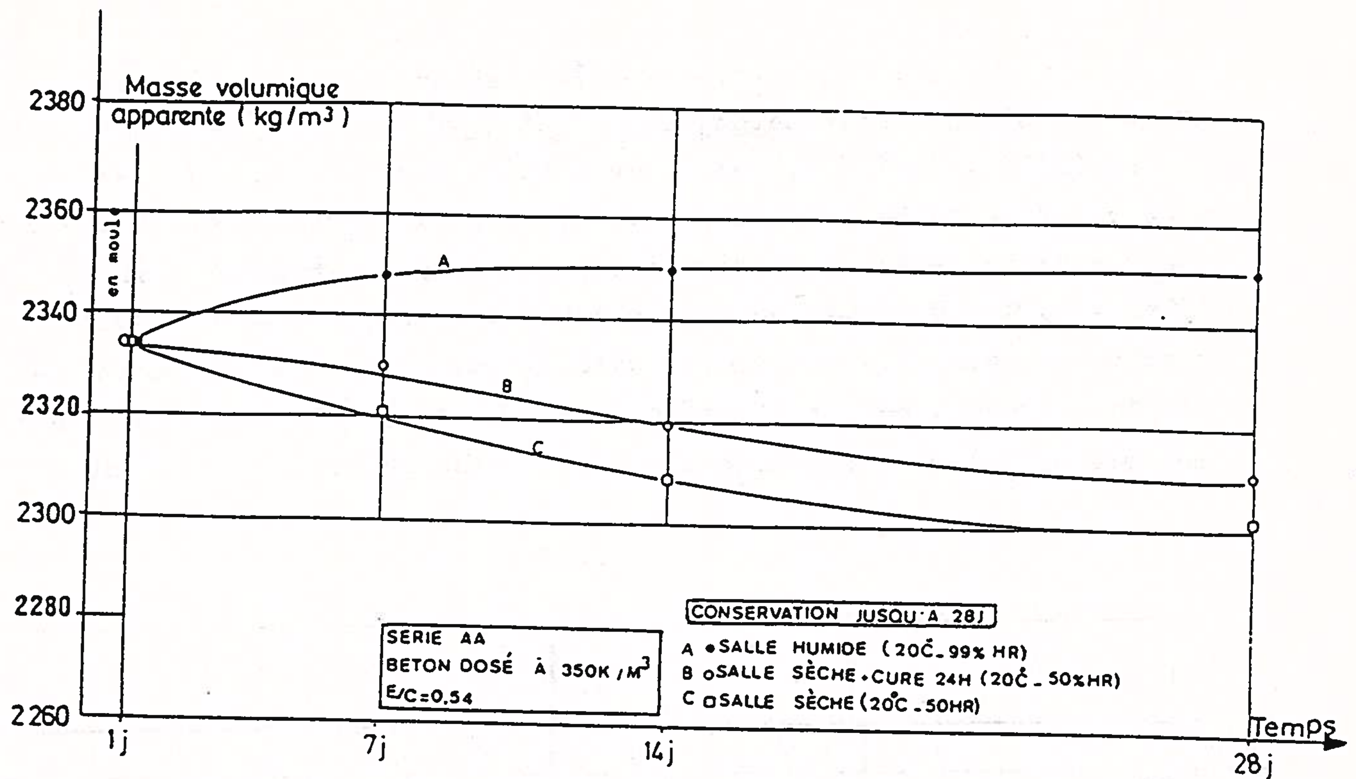


FIGURE 6.21 - EVOLUTION DE LA MASSE VOLUMIQUE APPARENTE
BETON TRADITIONNEL

Masse volumique
apparente (kg/m³)
1710
1700
1690
1680
1670
1660
1650
1640
EN MOULE
A
B
C
CONSERVATION JUSQU'A 28 JOURS
SÉRIE BB
Béton dosé à 350 kg/m³
E/c = 0,52
A • salle Humide (20°C - 99% H.R)
B ○ salle sèche + cure 24h (20°C - 50% H.R)
C □ salle sèche (20°C - 50% H.R)
1J
2J
7J
14J
28J
Temps

FIGURE 6.22 - EVOLUTION DES MASSES VOLUMIQUES APPARENTES -
Beton leger

Les résultats portés dans les exemples 6.21 et 22 montrent que la masse volumique des bétons légers et traditionnels, en atmosphère humide (20°C - 99 % H.R.) ne varie pratiquement pas et est très voisine de celle du béton frais. Au contraire, la quantité d'eau évaporée dans le béton léger et traditionnel, conservé en atmosphère sèche (20°C - 50 % H.R.)(avec ou sans produit de cure) est très importante pendant les premiers jours. Les bétons ayant subi une protection de surface (produit de cure) perdent une quantité d'eau très légèrement moindre de celles des bétons sans protection de surface (tableau 6.13).

	Béton traditionnel								Béton léger							
Béton	AA		AB		AC		AD		BB		CB		CD		DD	
cure	avec	sans	avec	sans	avec	sans	avec	sans	avec	sans	avec	sans	avec	sans	avec	sans
1	2333	2333	2336	2336	2335	2335	2326	2326	1707	1707	1722	1722	1802	1802	1782	1782
2	2330	2330	2331	2329	2333	2333	2324	2323	1696	1693	1712	1710	1797	1790	1776	1770
7	2325	2322	2324	2315	2328	2325	2319	2312	1689	1684	1695	1692	1782	1775	1761	1752
14	2320	2309	2316	2300	2324	2321	2312	2305	1682	1677	1693	1690	1772	1765	1754	1743
28	2310	2300	2305	2290	2313	2309	2302	2297	1673	1670	1690	1686	1761	1758	1750	1738

TABLEAU N° 6.13 - PROTECTION DE SURFACE ENTRE LES BETONS LEGERS et TRADITIONNELS

Les figures 6.23 et 6.24 Présentent la relation entre la vitesse du son, la porosité et la densité apparente pour tous les bétons réalisés dans cette étude

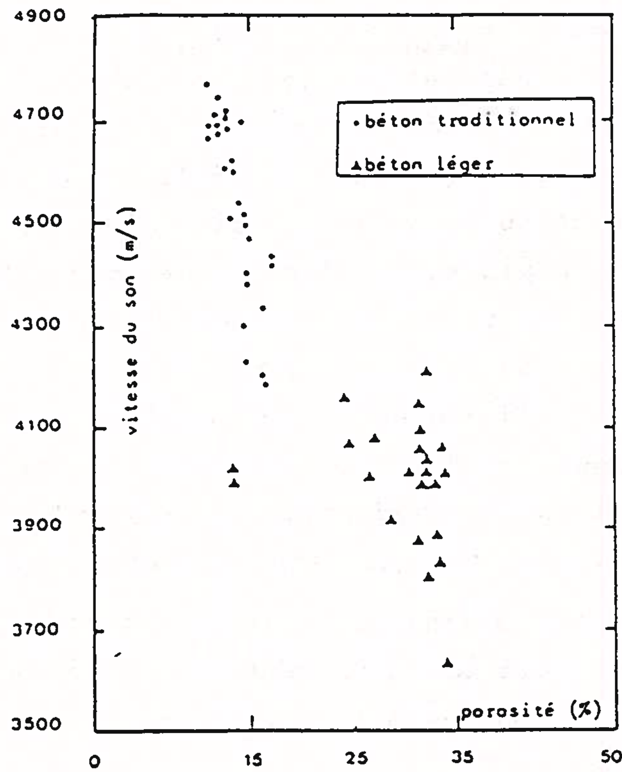


FIGURE 6.23 - RELATION ENTRE LA VITESSE DU SON ET LA POROSITE

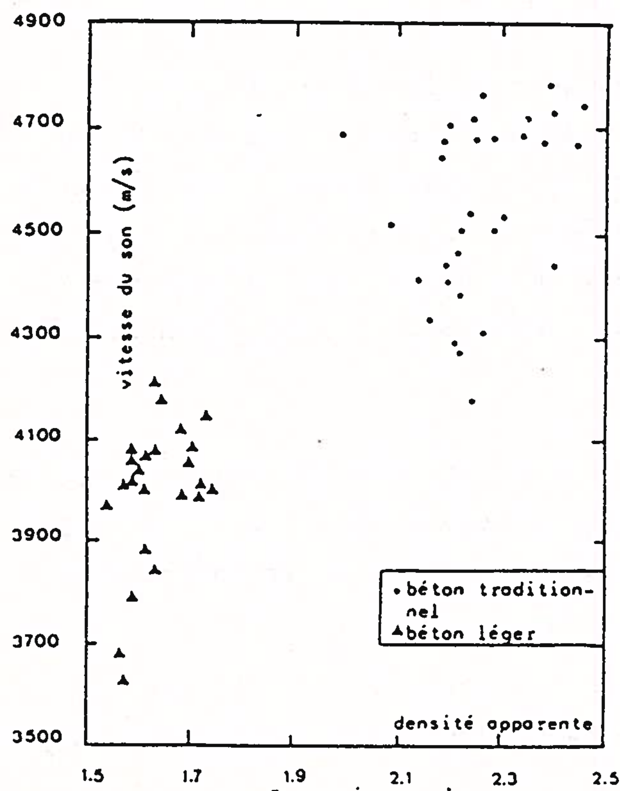


FIGURE 6.24 - RELATION ENTRE LA VITESSE DU SON ET LA DENSITE APPARENTE

VI.6.2. Influence du produit de cure

Les conditions de conservation dans le temps influent sur l'hydratation du ciment et exercent donc une influence importante sur la résistance du béton. L'exposition à l'air, a pour conséquence le sèchage du béton et donc, un arrêt d'hydratation. Ce sèchage dépend de la masse du béton et des dimensions des surfaces exposées autant que sur l'humidité de l'environnement à l'air. Les essais du béton à long terme , conservés dans l'eau, à des températures normales, montrent que l'hydratation continue a été appréciable même à des ages élevés (30 années) - (101). Si on protège le béton par un produit d'étanchéité à 24 h, cela permet de retenir l'eau et améliore donc, le taux d'hydratation. Celui-ci est, cependant, toujours légèrement plus bas que celui du béton conservé en salle humide (saturé). La différence mineure est attribuée à la dessiccation durant l'hydratation. Les mesures de la vitesse du son, jusqu'à 28 jours, nous permet de vérifier l'influence d'un produit de cure à 24 heures.

VI.7. Conclusions

Bien que la comparaison des bétons légers et traditionnels soit toujours délicate, nous pouvons signalé que :

- Pour les deux bétons, les évolutions des caractéristiques mécaniques et physiques (module d'élasticité dynamique, résistance à la compression et à la traction, porosité, absorption capillaire) sont semblables. Les évolutions de ces caractéristiques sont fortement influencées par les ambiances de conservation (salle humide, salle sèche, salle sèche avec produit de protection).

- En général, les résistances mécaniques du béton léger à même teneur en ciment, même consistance et même ambiance qu'un béton traditionnel sont toujours inférieures à celles de ce béton traditionnel.

Il faut noter que, dans le cas ou des performances mécaniques très élevées sont recherchées ($\sigma_c > 50$ MPa,

$\sigma_t > 5$ MPa), celles-ci sont plus facilement obtenues avec les bétons traditionnels qu'avec les bétons légers. D'autre part, une teneur en ciment élevée de 450 kg/m3 ne se justifie guère pour les bétons légers car la résistance propre du granulat léger est telle que la résistance du béton à tendance à plafonner. Il faut souligner que cette étude confirme qu'il est possible d'obtenir le béton léger dont les performances mécaniques sont excellentes ($\sigma_c > 42$ MPa, $\sigma_t > 4$ MPa) et ce, avec des bétons très facile à mettre en oeuvre.

- Pour les bétons légers, à l'âge de 28 jours, des résistances à la compression respectives sont de 34 à 42,5 MPa. Ces résistances représentent 78 à 88 % de la résistance en compression des bétons traditionnels similaires.

- Pour les deux bétons (léger et traditionnel) les caractéristiques mécaniques dépendent non seulement de la composition du béton (nature du granulat, teneur en ciment, teneur en eau) mais également des conditions de conservation. Néanmoins, nous constatons que les conditions hygrothermiques ont moins d'influence sur le développement des résistances à la compression des bétons légers que sur celui des bétons traditionnels.

Les résultats d'essais des résistances à la traction confirment que les conditions hygrothermiques des conservations ont plus d'influence sur les résistances des bétons légers que sur celles des bétons traditionnels.

L'écart obtenu à l'âge de 28 jours est plus net pour les bétons légers que pour les bétons traditionnels, ceci peut s'expliquer par le fait que pendant le séchage du béton léger, l'humidité progresse à un rythme lent vers l'extérieur des éprouvettes et provoque l'apparition des contraintes de traction sur la face externe s'opposant aux contraintes de compression dans la zone interne, encore humide.

CHAPITRE VIII

CONCLUSIONS GENERALES

VIII. CONCLUSIONS GENERALES

Cette recherche vise à contribuer à mieux connaître la durabilité et la résistance au gel d'un matériau dont l'utilisation est en progression constante : le béton léger de structure. Les résultats que nous avons obtenus dans cette étude, montrent que ces bétons ont un comportement au gel pour le moins aussi bon et souvent meilleur que celui du béton traditionnel.

Nous avons mis en évidence que la durabilité d'un béton est directement liée aux paramètres qui interviennent dans sa réalisation (composition du béton et mise en oeuvre) et par sa cure aux premiers âges.

Dans une première phase, il a été mis en évidence par des analyses de béton frais que le béton de parement présente une composition nettement différente du béton "moyen". En effet, si les teneurs en eau et ciment sont peu influencées par l'effet de filtre des armatures, par contre, les teneurs en sable et gravier le sont un peu plus nettement, surtout avec le béton traditionnel et le béton léger avec adjuvant de pompabilité. Il convient de préciser que l'hétérogénéité du béton est directement liée à la densité du ferraillage. Nous montrons que c'est surtout le béton traditionnel qui est influencé défavorablement par les conséquences des diminutions de la teneur en gravier à la surface.

Les bétons traditionnels en coeur présentent une résistance plus élevée au gel que les bétons de peau : c'est l'inverse pour les bétons légers de structure. La durabilité du béton léger de structure est déterminée principalement par la résistance du mortier tandis que dans le cas du béton traditionnel, le gravier est un élément favorable

Dans une deuxième phase, nous avons étudiés les propriétés des bétons (légers et traditionnels), essentiellement en ce qui concerne les propriétés suivantes :

- résistances mécaniques (compression et traction)
- module d'élasticité dynamique
- masse volumique
- capillarité
- porosité.

Cette étude nous permet de classer les bétons suivant leur résistance au gel et en se référant à leurs propriétés mécaniques et physiques.

Les performances obtenues sur les bétons légers de structure sont excellentes. Il est possible de dépasser les 42 MPa en valeur moyenne (dosage en ciment 450 kg/m3 pour une ambiance humide). Nous confirmons qu'il existe une différence énorme dans les évolutions des caractéristiques mécaniques et physiques selon les ambiances de conservation (salle humide, salle sèche...).

Les absorptions capillaires de la plupart des bétons légers sont plus élevées que celles des bétons traditionnels. C'est pour les bétons conservés en salle humide, la différence est la plus faible. Ces variations sont dues à la porosité même des granulats lége

Les résistances et les modules d'élasticité dynamique sont directement liés à la densité des bétons. Les résistances mécaniques (compression et traction) des bétons légers sont systématiquement inférieures à celles des bétons traditionnels correspondants à cause de la limite imposée par la résistance propre des granulats légers.

La troisième phase de la recherche a porté sur l'étude du comportement des bétons sous l'action du gel.

Un béton durci présente une sensibilité au gel plus ou moins accentuée laquelle est fonction de nombreux facteurs :

- la résistance à la traction
- le rapport eau/ciment
- le dosage en ciment
- la porosité

- l'absorption d'eau
- la structure minéralogique des granulats.

L'examen des détériorations fait apparaître que la résistance au gel, et donc, la durabilité des bétons, est fonction de la liaison pâte-granulat. Cette adhérence dépend surtout de la cure des bétons, après leur mise en oeuvre. La conservation en ambiance humide (20°C - 99 % H.R.) permet une hydratation plus complète du ciment qui a elle-même pour conséquence une augmentation de la durabilité grâce à une réduction de la porosité et à l'augmentation des résistances mécaniques surtout la résistance en traction. Cette derdernières est une caractéristique importante pour la liaison pâte-granulat. La conservation en ambiance sèche (20°C - 50 % H.R.) génère la formation de micro-fissures externes et internes qui constituent autant d'amorces de rupture et de voies de pénétration d'eau.

Les bétons légers conservés en ambiance humide ont un comportement au gel meilleur que les bétons traditionnels ; ceci peut s'expliquer par la présence de l'air dans les granulats qui forment ainsi, une multitude de vase d'expansion. Pour les bétons conservés en ambiance sèche, les comportements des bétons légers et traditionnels sont comparables. La pulvérisation à la surface du béton d'un produit de cure permet d'améliorer légèrement les caractéristiques en empêchant une évaporation de l'eau temporairement (2 à 3 jours) mais cela n'est pas suffisant pour les rendre non gélifs. L'imperméabilisant ne crée également pas une protection très efficace ; car les chocs thermiques provoqués par les cycles gel-dégel amplifient le système des micro-fissures formées et déchirent le voile imperméable.

Les bétons légers conservés en ambiance sèche, avec protection ont un comportement défavorables par rapport aux bétons traditionnels, ce que l'on peut attribuer à la pression hydraulique générée dans la pâte proche de la liaison pâte-granulat et accentué par le mouvement de l'eau de l'intérieur des granulats légers vers la pâte lorsque le gel se développe. Cette hypothèse explique l'influence significative de l'état condition d'humidité du granulat sur la résistance du béton aux cycles gel-dégel, particulièrement pour les bétons légers.

Fort logiquement, nous avons vérifié que la résistance au gel diminue lorsque la quantité d'eau de gâchage augmente ou que le rapport E/C croît. Entre autre, à un E/C comparable, un béton fortement dosé (450 kg/m3) possède une tenue au gel presque égale au béton dosé de (350 kg/m3) malgré la différence dans le dosage en ciment.

Globalement les paramètres qui influent sur la durabilité des bétons traditionnels (dosage en eau, en ciment...) influent d'une manière analogue pour les bétons légers ce qui revient à dire que la nature du granulat dans un béton n'est pas fondamental sur la durabilité de ce dernier.

B I B L I O G R A P H I E

B I B L I O G R A P H I E

(1) Commission RILEM des bétons légers, Terminologie et définition. Matériaux et construction, 1970, vol. 3, n° 13.

(2) CORMON P - Bétons légers d'aujourd'hui, EYROLLES, 1973.

(3) AMERICAN Concrete Institute, Guide pour le béton de structure à base de granulats légers, Committee 213, 1974.

(4) SHORT A. et KINNIBRUGH W. - Lightweight concrete, CR books, LTD, LONDRES, 1968.

(5) SCHULT B - Die wesentlichen Eigenschaften von Konstructions - Leichbetonen (les principales propriétés des bétons légers de construction) ; Betonwerk, Fertigteil - Technik, 1972, n 6, traduction CERIB n° T72062.

(6) TEYCHENNE D.C. - Lightweight aggregates : their properties and use of concrete in the United Kingdom - Congrès ICLC - LONDRES, session A, mai 1968.

(7) HOFF C. George - New applications for low density concretes - (nouvelle application du béton léger) - AMERICAN concrete Institute, SP 29, 1971.

(8) ARBEM - Utilisation du béton léger en mer, février 1983.

(9) KLIEGER P - HANSON J.A. - Freezing and thawing tests of lightweight aggregate concrete - JACI, proceedings V, 57, n° 1, janvier 1961.

(10) PFEIFER D.W. - Sand replacement in structural lightweight concrete Freezing and thawing tests - Journal ACI, novembre 1967.

(11) INGE L - Durability of concrete in sea water - JACI June 1961.

(12) PODVALNYL AM - Phenomenological aspect of concrete durability theory - Materials and structures, N° 51, may-june 1976.

(13) POWERS T.C. - Resistance to weathering - freezing and thawing - ASTM SP - tech. Public n° 169 - 1956.

(14) NEVILLE A.M. - Properties of concrete - PITMAN, 1981.

(15) POWERS T.C. - what resulted from basic research studies, Influence of cement characteristics on the frost resistance of concrete. CHICAGO, Portland cement Assoc. nov. 1951.

(16) HELMUTH R.A. - Capillary size restrictions on ice formation in hardened Portland cement pastes.
Proc. 4th int. symp. on the chemistry of cement, WASHINGTON DC, 1960, pp 855-69.

(17) COLLINS A.R - Discussion on : a working hypothesis for further studies of frost resistance of concrete by T.C. POWERS.
Journal American concrete institute, november 1945.

(18) Centre d'information de l'industrie cimentières Belge - Le béton et le gel - Bulletin n° 61 - septembre 1957.

(19) U.S. Bureau of reclamation - Investigation into the effect of water cement ratio on the freezing-thawing resistance of non air and air entrained concrete.
Concrete laboratory, Report n° C-180 - DENVER, COLORADO 1955.

(20) POWERS T.C., BROWNYARD T.L - Studies of the physical properties of hardened portland cement concrete.
Bulletin of the portland cement association n° 22, 1948.

(21) ACI Manuel of concrete practice, Part 1, 1978 - Durability of concrete in service.
ACI Committee 201.

(22) FAGERLUND G - Degré critique de saturation - Un outil pour l'estimation de la résistance au gel des matériaux de construction.
Matériaux et construction, vol 4 n° 23, 1971.

(23) KREUGER H - Utredning rorande klimetisk inverkan pa byggnadsfasader
Royal swedich Acad. Eng. sciences, 1923.

(24) POWERS T.C. - A working hypothesis for further studies of frost resistance of concrete.
JACI, vol. 16, 1944.

(25) POWERS T.C. - The air requirement of frost resistance concrete.
Proceeding (Highway Research Board) 29, 1949.

(26) WHITESIDE T.M and SWEET H.S - Effect of mortar saturation in concrete freezing and thawing test.
Proceed, HBR, 30, 1950.

(27) DANIELSON V et WASTESSON A - The frost resistance of cement paste as influenced by surface active agents.
Swedish cement and concrete research institute, STOKHOLM, Proceedings 30, 1958.

(28) WARRIS B. - Hypothesis on the frost resistance of concrete.
International Symposium, Durability of concrete, Prague, 1962.

(29) MIELENZ et Al - Evolution and effects of the air void system in concrete
JACI, 1958.

(30) THOMAS W.N - Experiments on the freezing of certain materials.
Research Technical paper n° 17, LONDON, 1938 - DSIR Building.

(31) JONES R and GATFIELD G.N - Testing concrete by the ultrasonic pulse technique.
Technique paper n° 34 LONDON 1955 - Road research.

(32) TIMOSHENKO S - Theory of elasticity
NEW YORK, LONDON, 1934.

(33) TRUDS E - Experiments on concrete bars. Freezing and thawing tests.
Committee on alcali reactions in concrete.
Progress Report K2, 1958, COPENHAGEN.

(34) GERSTROM S.G - Frysforsok med cementbruk - Swedich cement and concrete research institute, Bulletin 32, 1955.

(35) PHILLEO R.E. - Comparison of results of three methods for determing Young's modulus of elasticity of concrete.
Association Research and development Lab. - bulletin 56, Portland cement, 1955.

(36) MAMILLAN M - La gélivité des matériaux - Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics 20, 1020, 1967.

(37) VALENTA M - La mécanique du gel des bétons - Centre d'Etudes et de Recherches de l'Industrie des liants hydrauliques, juillet 1948.

(38) THOMSON W.T. - Measuring changes in physical properties of concrete by the dynamic method.
Proc. ASTM, vol 40, 1940.

(39) CHEFDEVILLE J - Application of the method toward estimating the quality of concrete.
RILEM Bulletin, n° 15, 1953.

(40) WITHEY M.D. - Progress report. Committee on durability of concrete
Proceeding of Highway Research Board 24, 1944.

(41) THOMAS W.N - Experiments on the freezing of certain building materials
DSIR Building Research Technical paper n° 17, LONDRES, 1938

(42) HANSEN T.C. - Creep and stress relaxation of concrete.
Swedish cement and concrete research institute, proceedings n° 31, STOCKHOLM 1960.

(43) PICKETT G - Effect of aggregate on shrinkage of concrete and hypothesis concerning shrinkage.
JACI 27, (1955/56).

(44) KLIEGER P - Studies of the effect of entrained air on the strength and durability on concretes made with various maximum size of aggregate.
Proceed. HRB 31, 1952.

(45) FAGERLUND G - Studies of the destruction mechanism for freezing of porous materials.
CBI, LE HAVRE, April 23 à 25, 1975.

(46) SORETZ - Kriterien zur Beurteilung der frostbestandikeit 3 Seiten Manuskript, 1979.

(47) Concrete Manuel, 7th ed. U.S. - Bureau of reclamation, DENVER, COLORADO, 1963.

(48) ARNI H.T., FOSTER B.E., CLEVENGER R.A. - Automatic equipment and comparatif test results for the four ASTM freezing and thawing methods for concrete.
Proc. ASTM, vol. 56, 1956.

(49) FAGERLUND G - Testing of frost resistance.
International symposium on frost resistance of concrete, VIENNA, june 1980.

(50) ROMBEN L - Annual report 1972/1973 - Swedish cement and concrete Research Institute, 1973.

(51) FAGERLUND G - critical degrees of saturation at freezing porous and brittle materials.
Division of building technology the Lund. Inst. of technology, Report 34, Lund. 1972.

(52) JAKOBSEN A.K - Fatigue of concrete beams and columns.
Bulletin n° 70-1, Institut of concrete structure, NTH Trondheim 1970.

(53) DUTTMANN - Die Zieglind, H 5, 1964.

(54) MAMILLAN M - Relation entre la structure des pores et la durabilité Rapport général, PRAGUE 1973.

(55) POWERS T.C. - Void spacing as a basis for producing air entrained concrete.
JACI 25, 1953/54

(56) FAGERLUND G - The critical degree of saturation method of assessing the freez/thaw. resistance of concrete.
Materials and structures, vol. 10 n° 58, 1977.

(57) FAGERLUND G - The significance of critical degrees of saturation at freezing of porous and brittle materials.
ACI, SP 47, 1975.

(58) PAPADAKIS M et VENUAT M - Fabrication et utilisation des liants hydrauliques. EYROLLES 1966 - seconde édition 391 pages

(59) SANDOR POPOVICS - Effects of porosity on the strength of concrete.
Journal of materials, JMLSA, vol 4, n° 2, june 1969.

(60) GAYNOR R.D. - High strength air entrained concrete.
Association national sand and gravel, N° 17, 1968.

(61) WRIGHT P.J. - Entrained air in concrete
Proceed Institute civil Engineer, part 1, vol 2, n° 3, may 1953, p 337-359.

(62) GRIFFITH A.A. - The phenomenon of rupture and flow in solids
Royal society of LONDON, series A, vol 221, 1920.

(63) POPOVICS S - The fracture mechanism of concrete : how much do we know ?
Journal of the enginnering mechanics division, proceed ASCE, 1969.

(64) KAPLAN M.F. - Effects of incomplete consolidation on compressive and flexure strength, ultrasonic pulse velocity and dynamic modulus of elasticity of concrete.
JACI, march, 1960, pp 853-867.

(65) GLUCKLICH J - Fracture of plain concrete.
Journal of the engineering mechanic division. Proceed ASCE, vol. 89, n° EMG, december 1963, pp 127-138.

(66) ANDERSON D.L. - The Griffith criterion for glass fracture
NEW YORK, 1959, pp 331-353.

(67) FAGERLUND G - On the capillarity of concrete.
NORDIC Concrete Research, 1982.

(68) MAMILLAN Marc, BOUINEAU Alain - Nouvelles applications des mesures de vitesse du son aux matériaux de construction.
Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics n° 382, avril 1982.

(69) JONES R and FACAOARU I - Recommandations for testing concrete by the ultrasonic pulse method.
Materials and structures/Research and testing, 2, n° 10, PARIS 1969.

(70) JOHN H BUNGEY - The testing of concrete in structures.
SURREY University, press 1982.

(71) TOMSETT H.N - Ultrasonic pulse velocity measurement in the assessment of concrete quality.
Magazine of concrete research, 32, n° 110, march 1980.

(72) BUNGEY J.H. - The validity of ultrasonic pulse velocity testing of in place concrete for strength.
NDT International, IPC, press December 1980.

(73) BS 4408 : pt 5 - non destructive methods of test for concrete
Measurement of the velocity ultrasonic pulses in concrete.
British standard institution 1974.

(74) JHONES Rd FACAORU - Recommandations for testing concrete by the ultrasonic pulse method.
Materiaux et constructions, vol 23, n° 10, 1969.

(75) CHUNG H.W - Effects of embedded steel bars upon ultrasonic testing of concrete, Magazine of concrete research, 30, n° 102, march 1978.

(76) GALAN A - Estimate of concrete strength by ultrasonic pulse velocity and damping constant.
JACI, Journal, octobre 1967.

(77) JOHN R - Non destructive testing of concrete -
CAMBRIDGE University press, LONDON, 1962.

(78) CHEFDEVILLE J - RILEM Bulletin n° 15, part 2, PARIS 1953

(79) WISCHERS Gred - Aufnahme von Druck Kräften in schwerbeton und in Leichtbeton (absorption des efforts de compression dans les bétons lourds et légers)
HS von Beton 1967.

(80) L'HERMITE R - Annale de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics n° 140 - juillet-août 1959

(81) TAKANO S. - Proc Int.symp. on non destructive testing of materials and structures, PARIS 1955.

(82) KAPLAN MF. - RILEM Bulletin (ns) 1, 1959.

(83) DREUX Georges - Nouveau guide du béton
PARIS 1979.

(84) NAIK T.R. - Ultrasonic testing of concrete
In experimental methods in concrete structures for practitioners
AMERICAN concrete institute, october 1979, p 33.

(85) BARRY P HUGUES - Development of an apparatus to determine the resistance of segregation of fresh concrete. Mai 1961.
Civil engineering and public work Review. Vol 56, n° 658, p 633-634.

(86) L'HERMITE R - Idées actuelles sur la technologie du béton
ITBTP, PARIS 1955.

(87) L'HERMITE R, TOURNON G - La vibration du béton frais
Annales de l'ITBTP, février 1948.

(88) POPOVICS S - Material aspects of concrete consolidation by vibration.
Matériaux et construction, RILEM, n° 27, mai-juin 1972

(89) MENKHOFF S - Mesure de l'ouvrabilité du béton frais
BERN, 1956.

(90) EROSY S - Investigations on the consolidation effect of immersion vibrators
AACHEN, 1962.

(91) KREIJGER P.C. - The skin of the concrete (composition and properties)
Matériaux et construction, juillet-aoOt 1984. n° 100.

(92) MAMILLAN M - L'hétérogénéité du béton mise en évidence par la vitesse du son
Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics
n° 309-310, septembre-octobre 1973, p 35-36.

(93) COQUILLAT G - Utilisation du béton léger en mer
Rapport final, février 1982.

(94) KEMPSTER E - Pumpable concrete.
Paper 26/69 (Building Research station, GARSTON, 1968.

(95) POWERS T.C. - The properties of fresh concrete.
John WILEY and sons, inc. NEW YORK, 1968.

(96) SIDKY M., LEGRAND C, BARRIOULE T.M - Influence de la concentration en granulats et du temps de vibration sur la ségrégation interne dans le béton frais.
Matériaux et construction, vol 14, n° 83, 1981

(97) BARRIOULE M, LEGRAND C - Influence de la pâte intersticielle sur l'aptitude à l'écoulement du béton frais.
Matériaux et construction, vol 10, n° 60, 1977.

(98) KAPLAN M.F. - The effects of age and water/cement ratio upon the relation between ultrasonic pulse velocity and compressive strength of concrete.
Magazine of concrete research, vol 11, n° 32, juillet 1959.

(99) ABRAM D.A. - Design of concrete mixture.
Bulletin n° 1, structural materials research laboratory, LEWIS Institute, CHICAGO, décembre 1918.

(100) GRUDEMO A. - Development of strength properties of hydrating cement pastes and their relation to structural features.
Proc. symp. on some recent research on cement hydratation, DENMARK, 1975, p 8

(101) COPELAND L.E. et BRAGG R.H. - self desiccation in Portland cement pastes.
ASTM Bulletin n° 204, février 1955.

(102) POWERS T.C. - A discussion of cement hydration in relation to the curing of concrete.
Proc. High w. Res. Bd. 27, pp 78-198, WASHINGTON D.C. 1947.

(103) LISSANDRE - Etude sur la durabilité des bétons armés
1982

(104) MASO J.C. - L'étude expérimentale du comportement du béton sous sollicitations monoaxiales et pluriaxiales.
Le béton hydraulique, presse de l'Ecole Nationale des Ponts, 1982.

(105) FARRAN J - Contribution minéralogique à l'étude de l'adhérence entre les constituants hydratés des ciments et les matériaux enrobés.
Revue des matériaux de construction n° 490-491-492, juillet aoû̂t septembre 1956.

(106) MASO J.C - La liaison pâte granulats.
La béton hydraulique, PARIS, presse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1982.

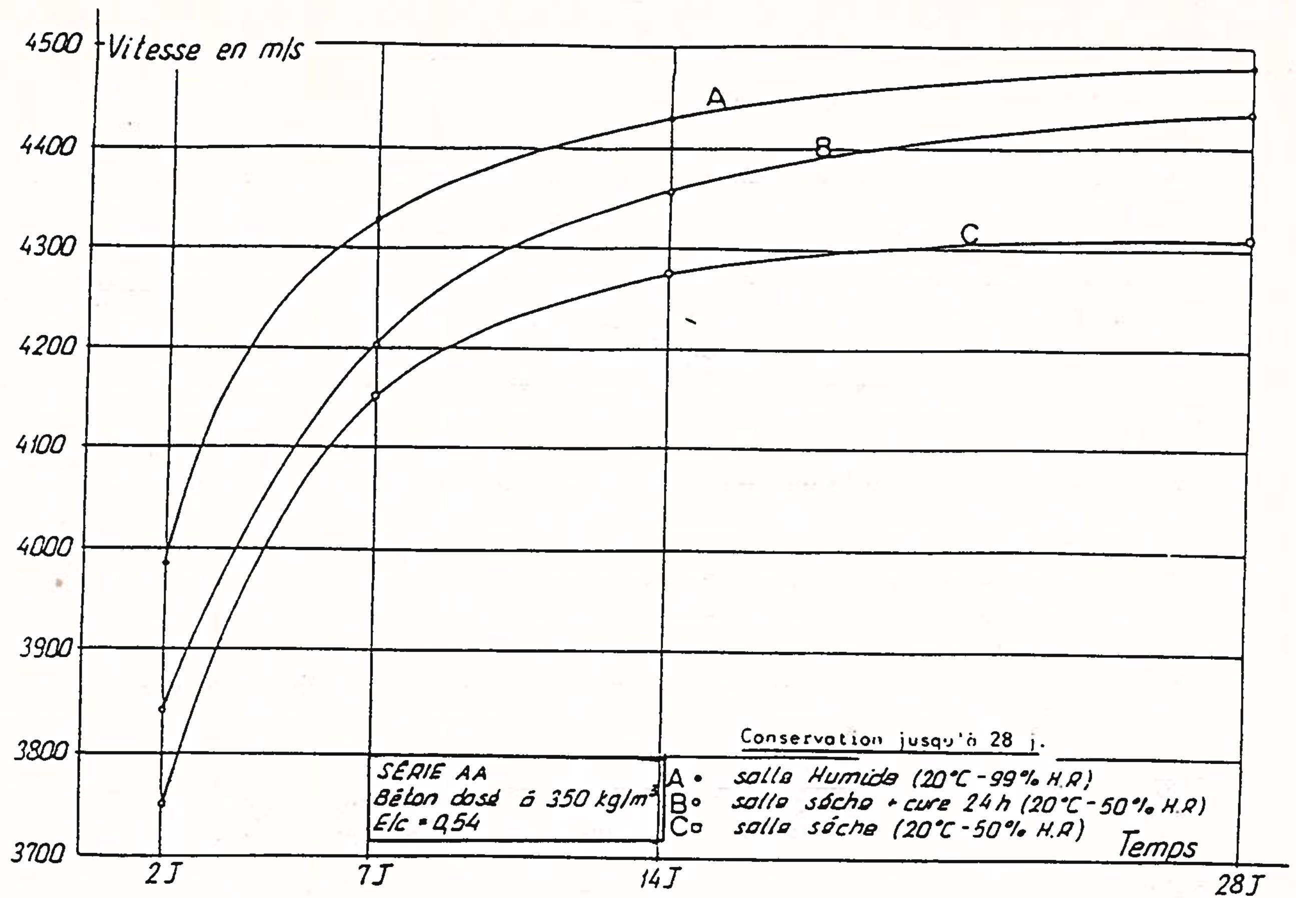
(107) F. GORISSE - Essais et contrôle des bétons
Editions EYROLLES, 1 volume, 200 p. fig. 23 réf. F. 150 - 1978.

ANNEXES

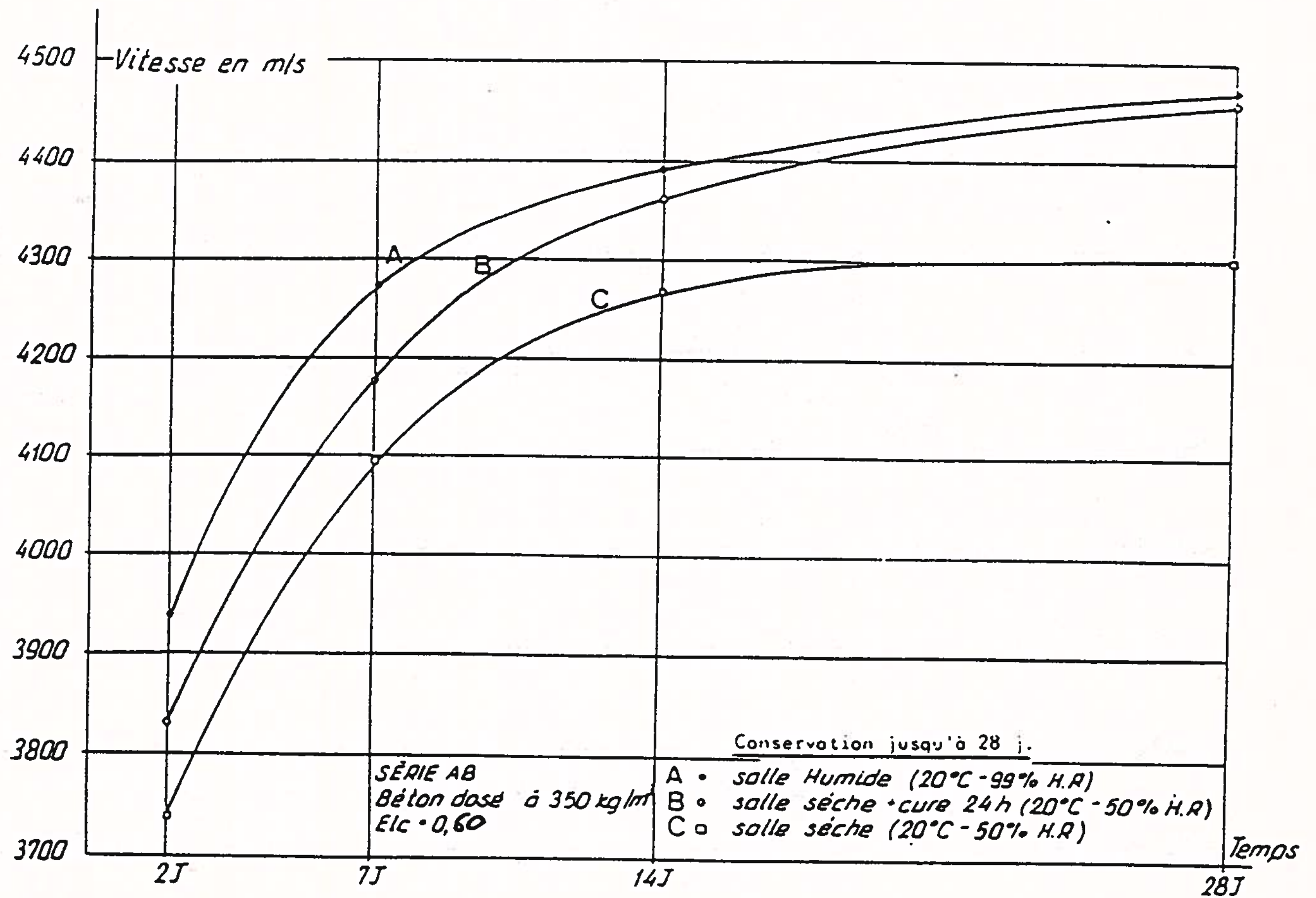
ANNEXE I

FICHES DU CHAPITRE VI

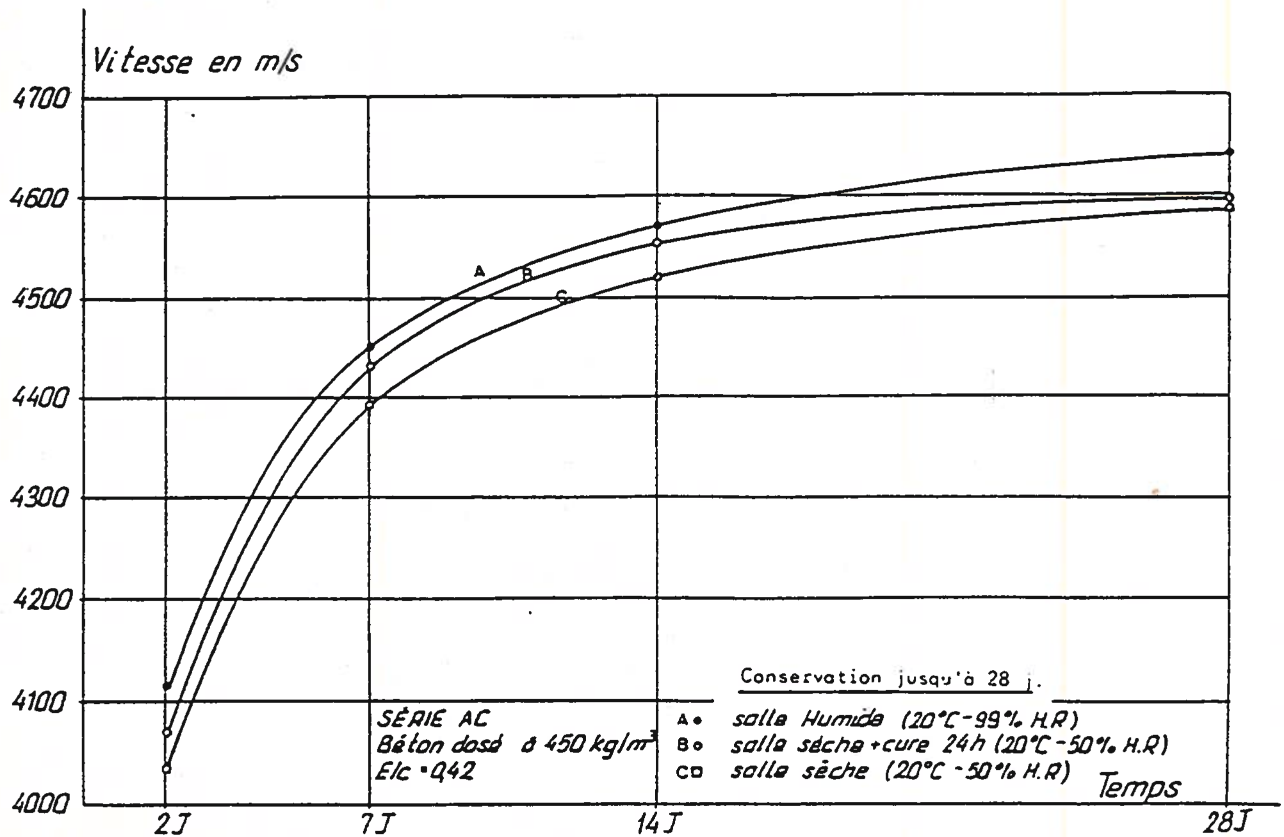
ANNEXE I



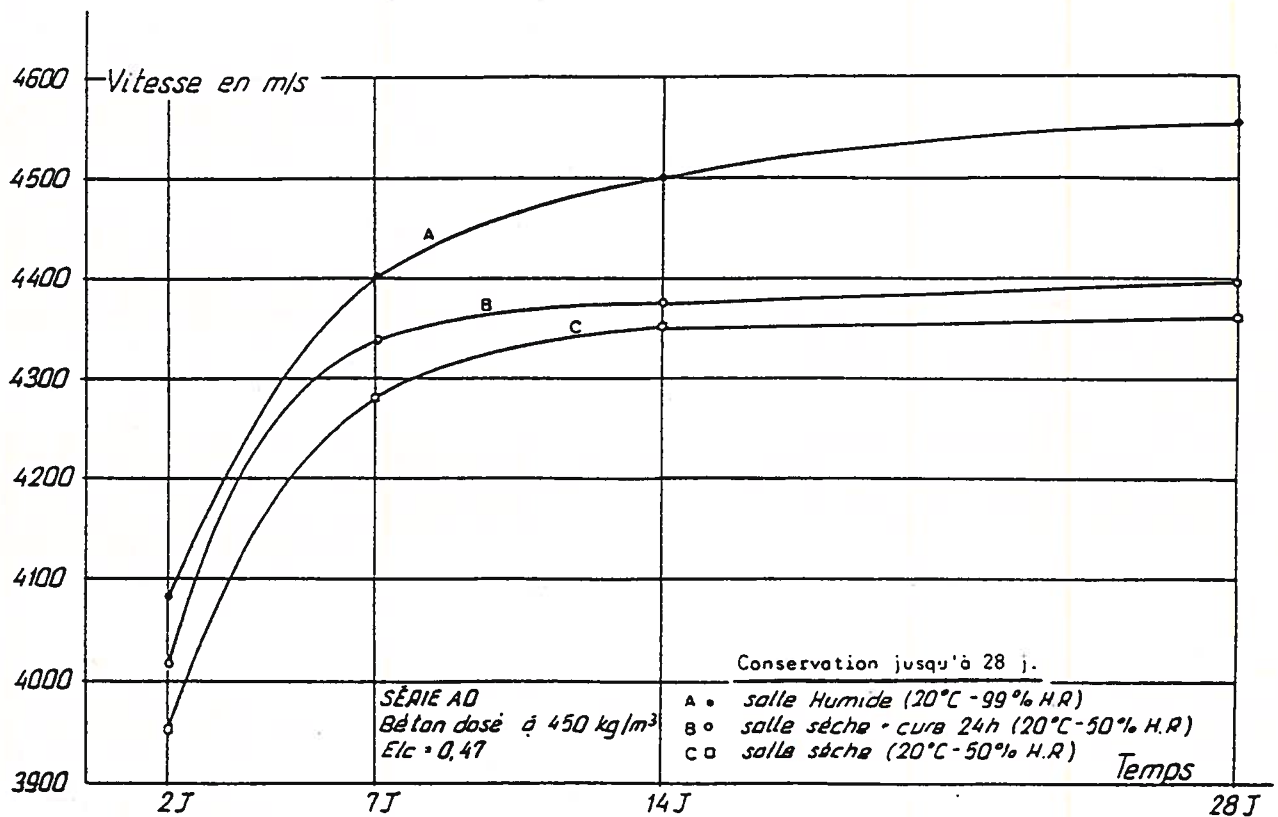
EVOLUTION DES VITESSES DU SON - BETON TRADITIONNEL



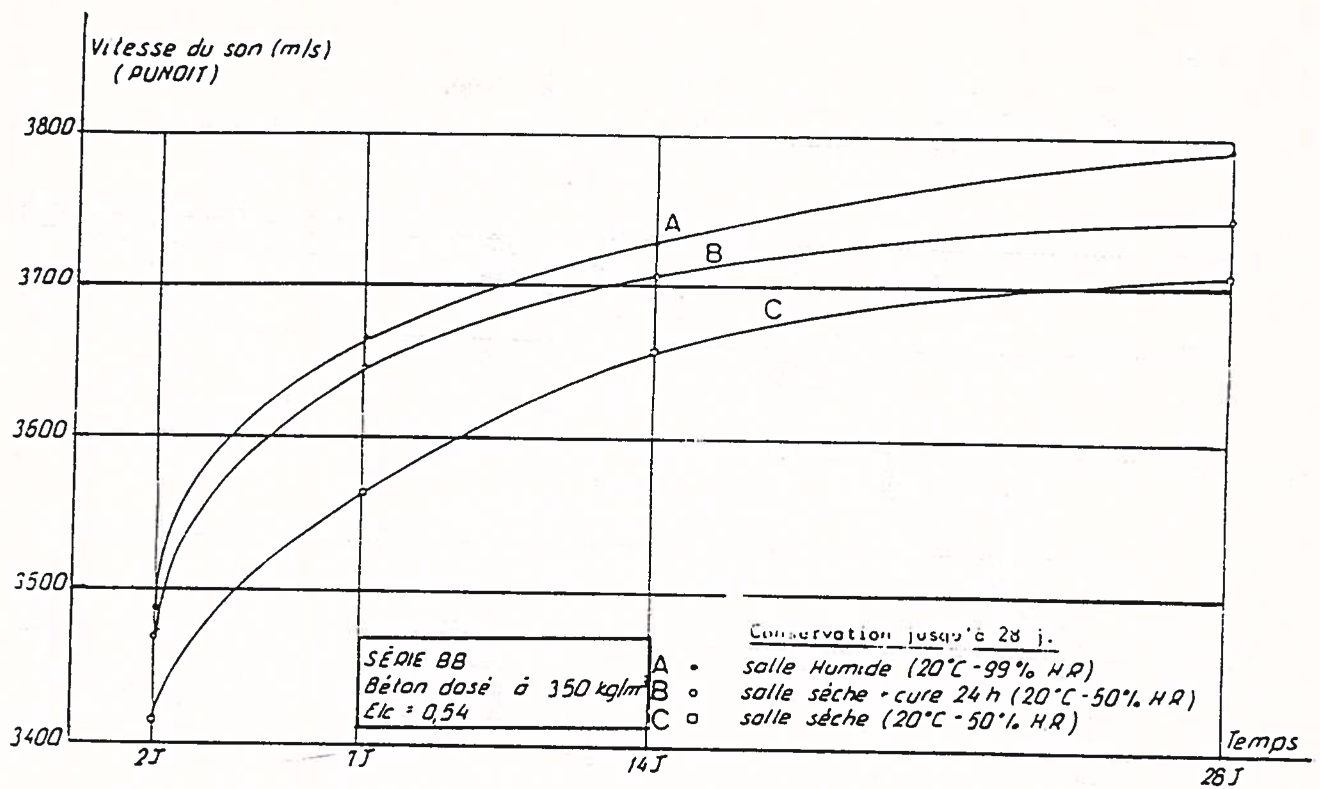
EVOLUTION DES VITESSES DU SON
(BETON TRADITIONNEL)



EVOLUTION DES VITESSES DU SON
(BETON TRADITIONNEL)



EVOLUTION DES VITESSES DU SON
(BETON TRADITIONNEL)



EVOLUTION DES VITESSES DU SON - ARGI 16

Vitesse du son (m/s)

3900

3800

3700

3600

3500

3400

A

B

C

SÉRIE CB
Béton dosé à 350 kg/m³
E/c = 0,50

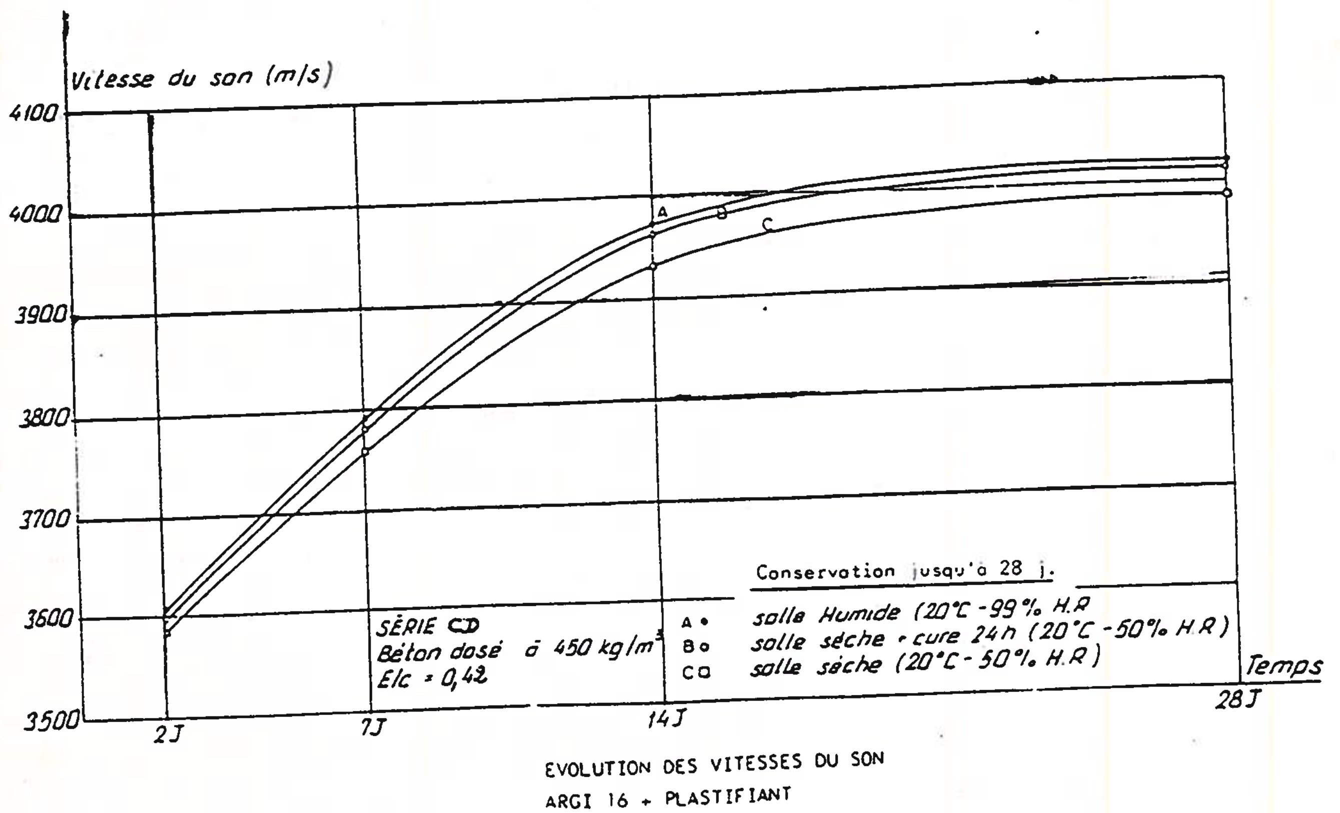
Conservation jusqu'à 28 j.

A • salle Humide (20°C - 99 % H.R)
B ∘ salle sèche + cure 24 h (20°C - 50 % H.R)
C ▫ salle sèche (20°C - 50 % H.R)

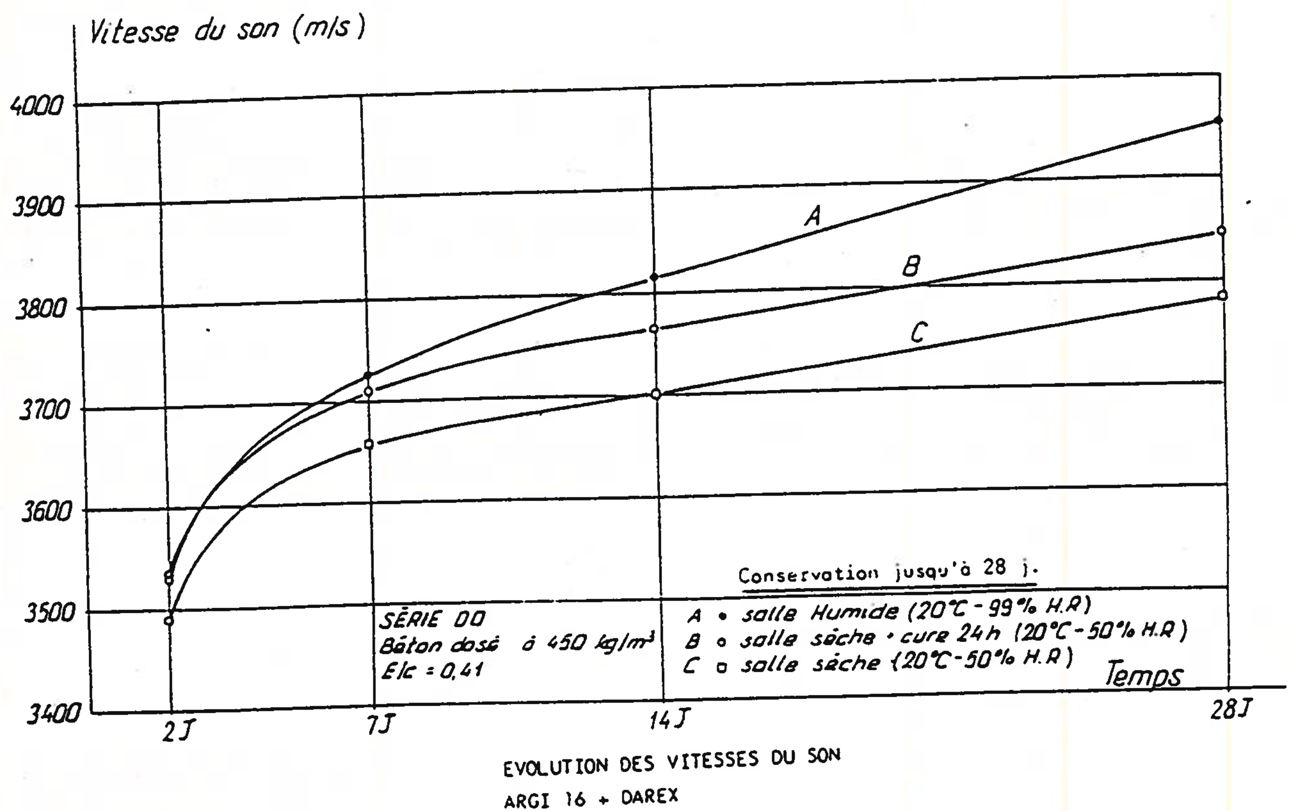
Temps

2J 7J 14J 28J

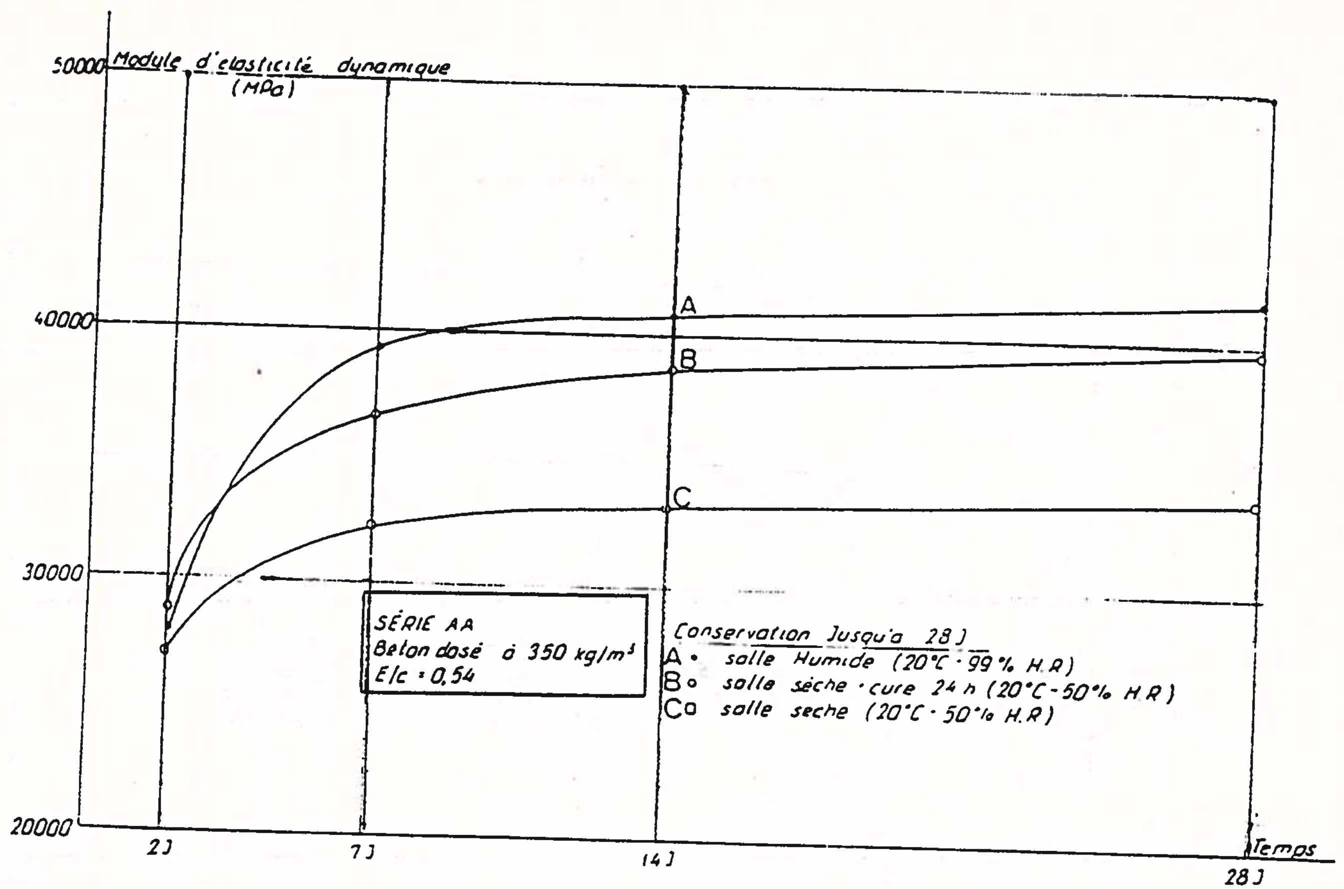
EVOLUTION DES VITESSES DU SON
ARGI 16 + PLASTIFIANT



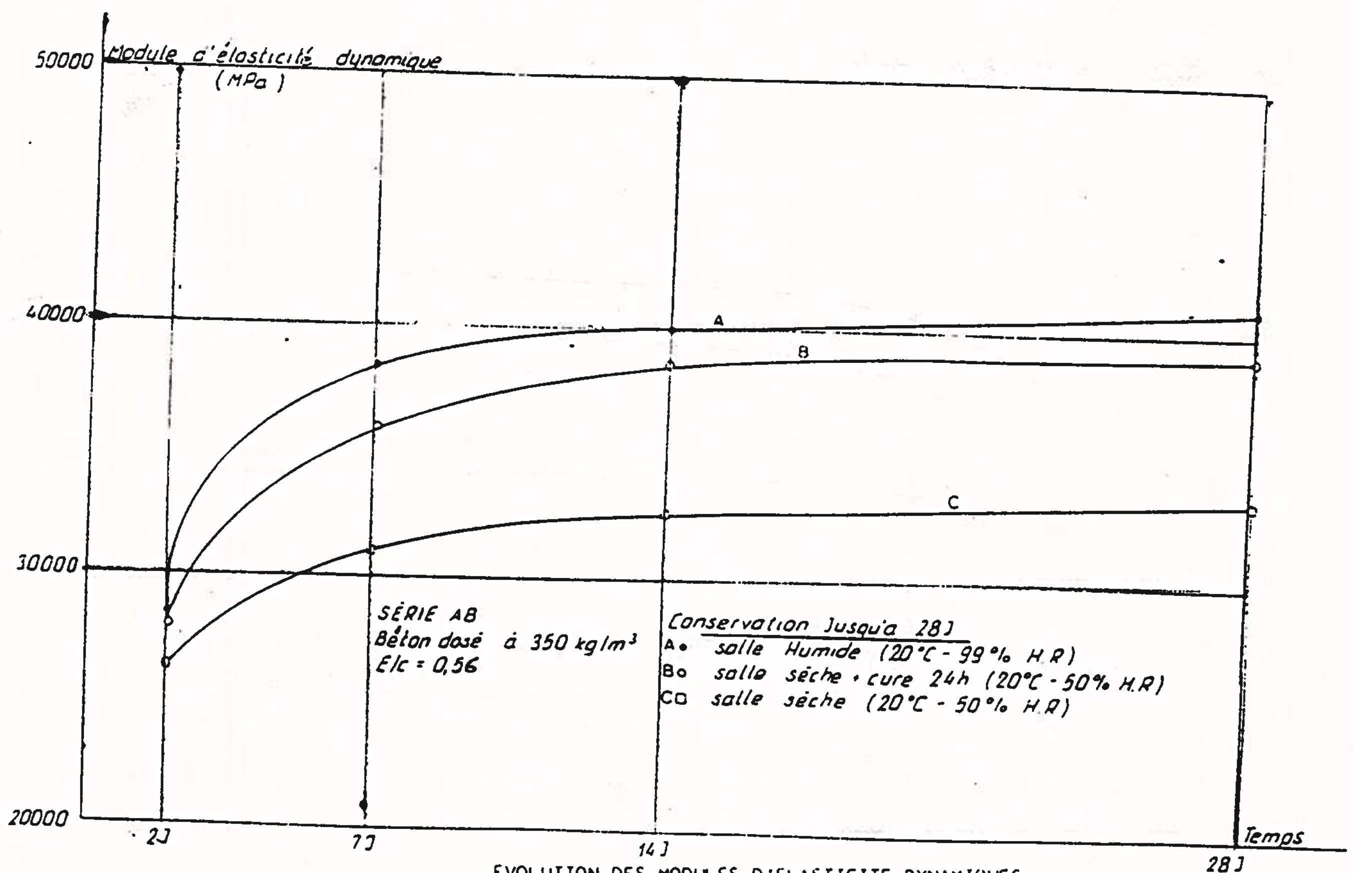
EVOLUTION DES VITESSES DU SON
ARGI 16 + PLASTIFIANT



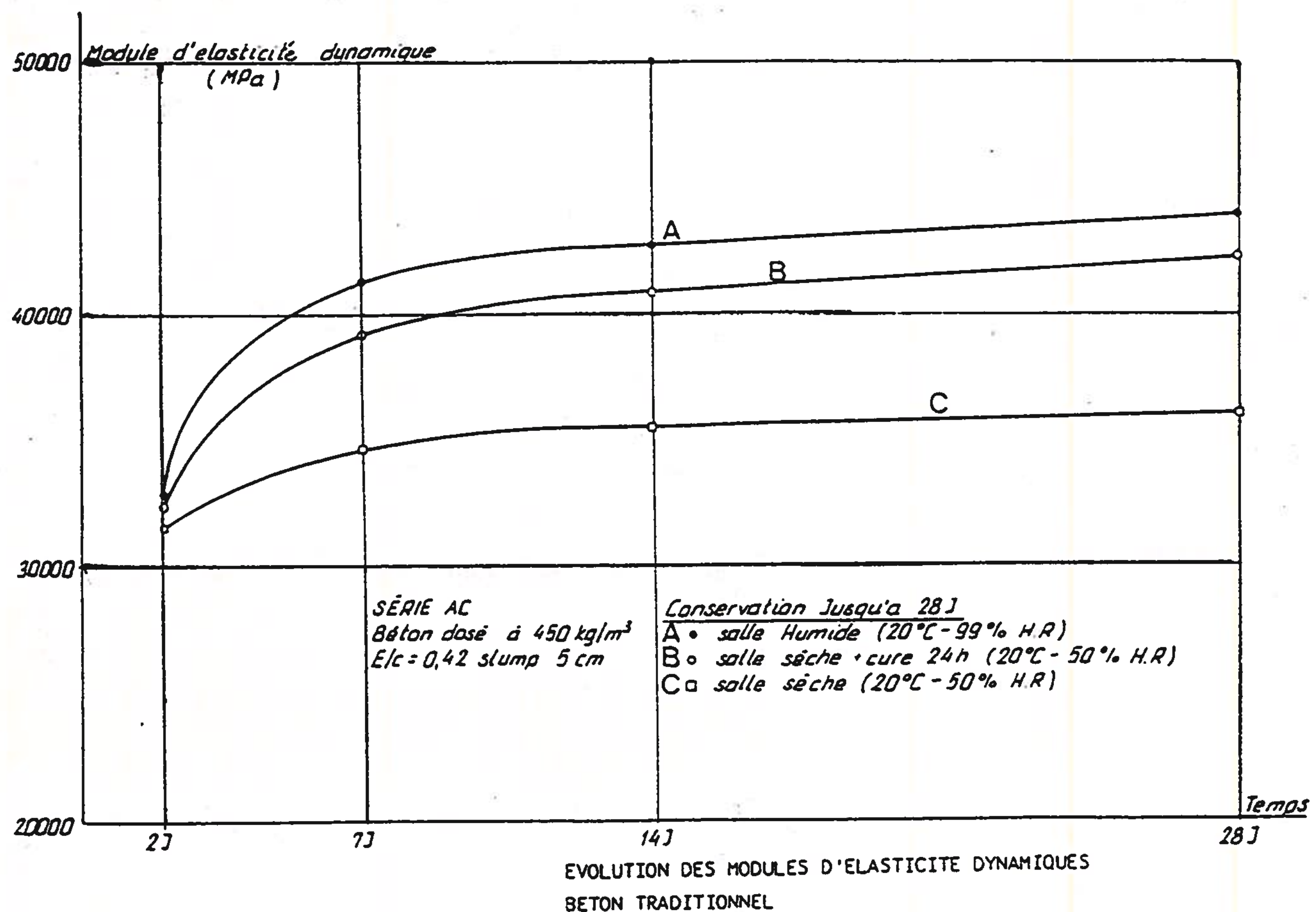
EVOLUTION DES VITESSES DU SON
ARGI 16 + DAREX



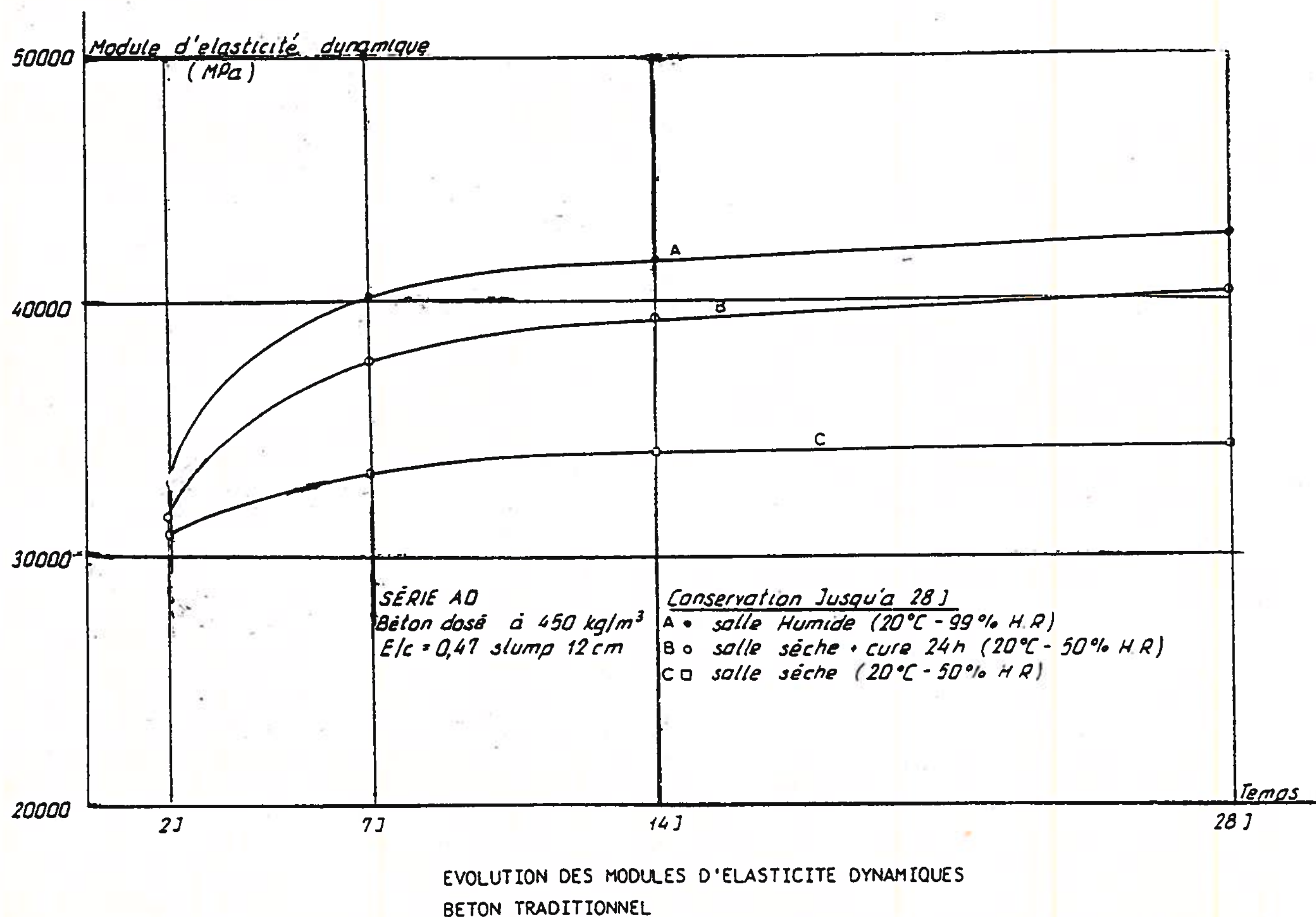
EVOLUTION DES MODULES D'ELASTICITE DYNAMIQUE
BETON TRADITIONNEL



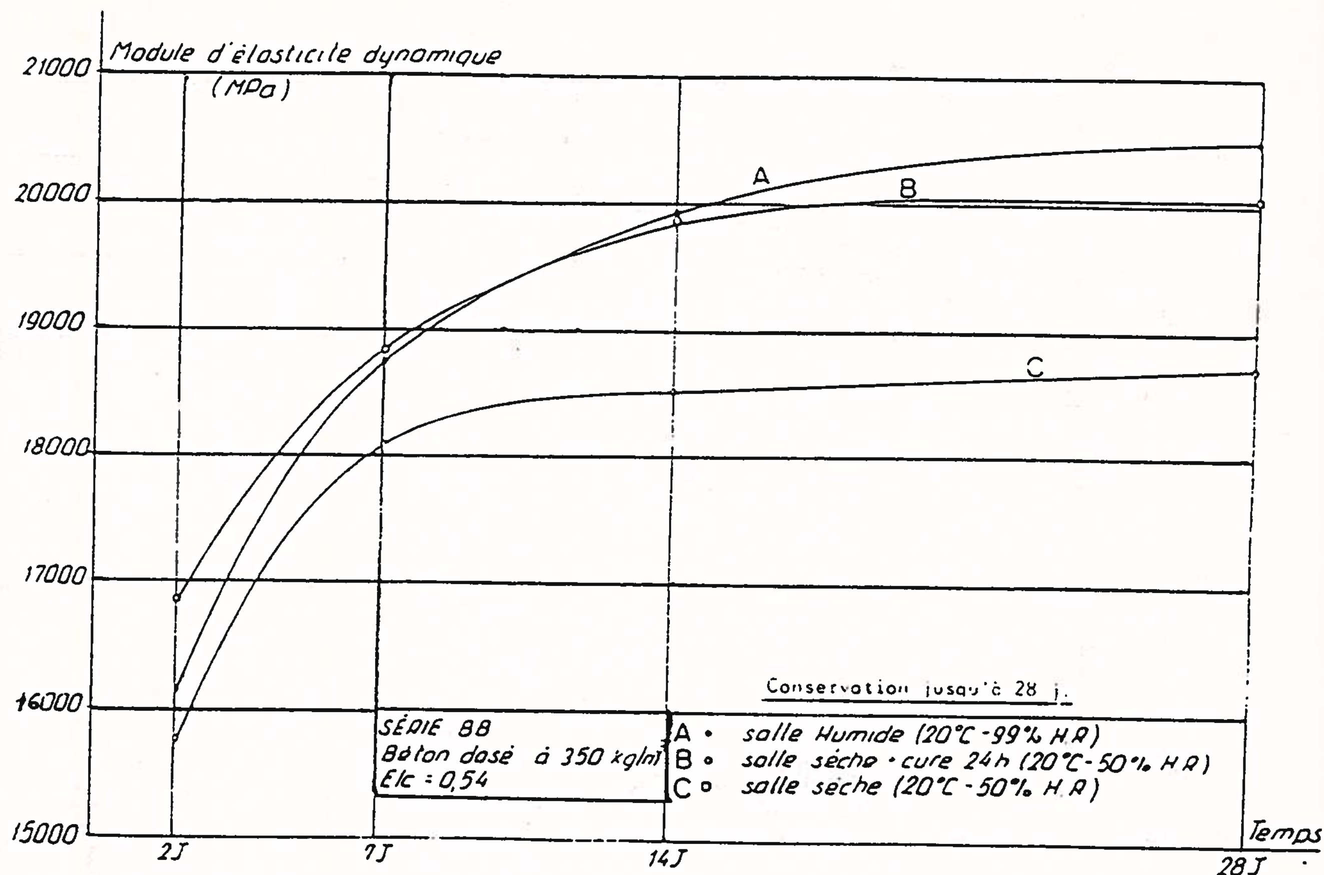
EVOLUTION DES MODULES D'ELASTICITE DYNAMIQUES
BETON TRADITIONNEL



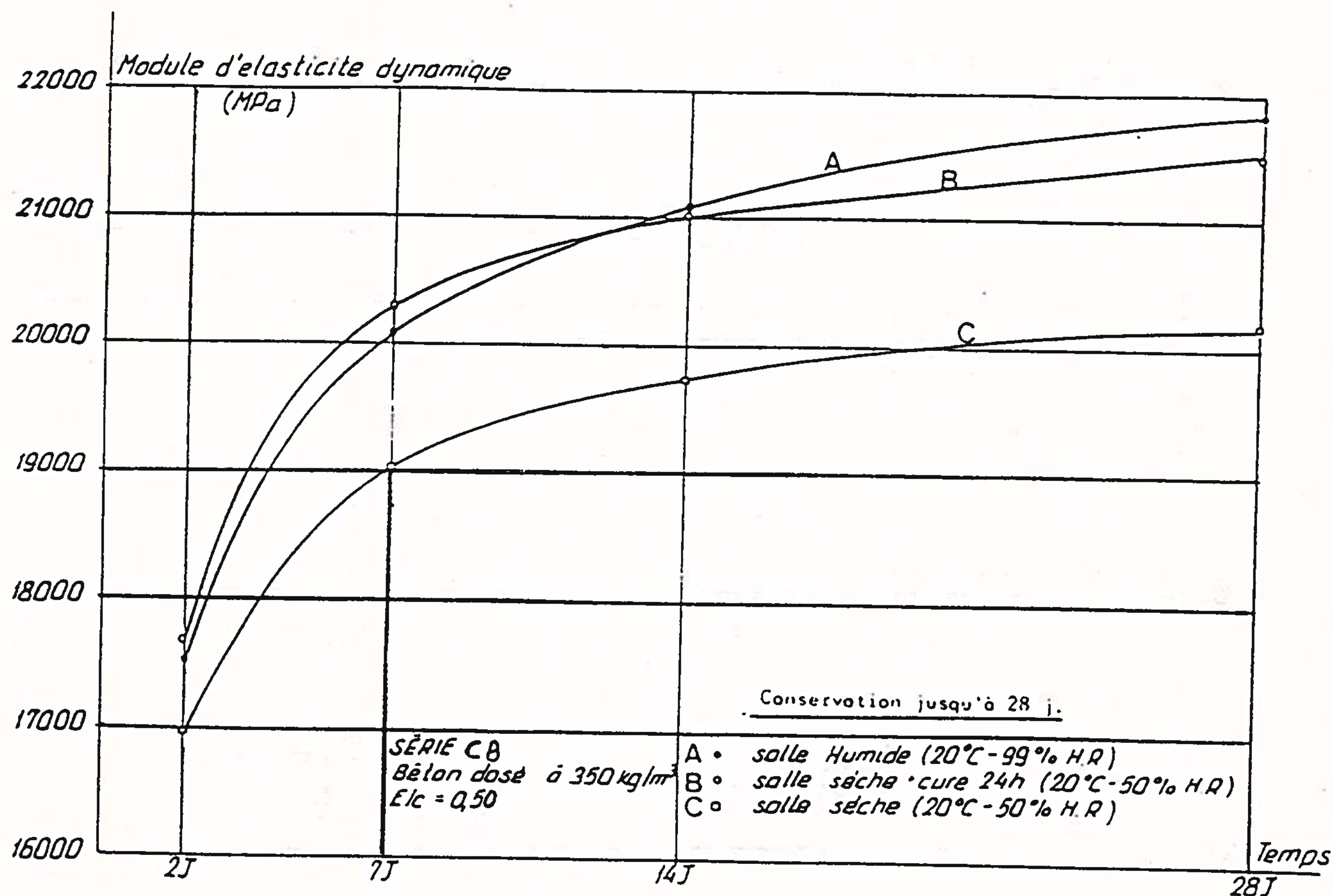
EVOLUTION DES MODULES D'ELASTICITE DYNAMIQUES
BETON TRADITIONNEL



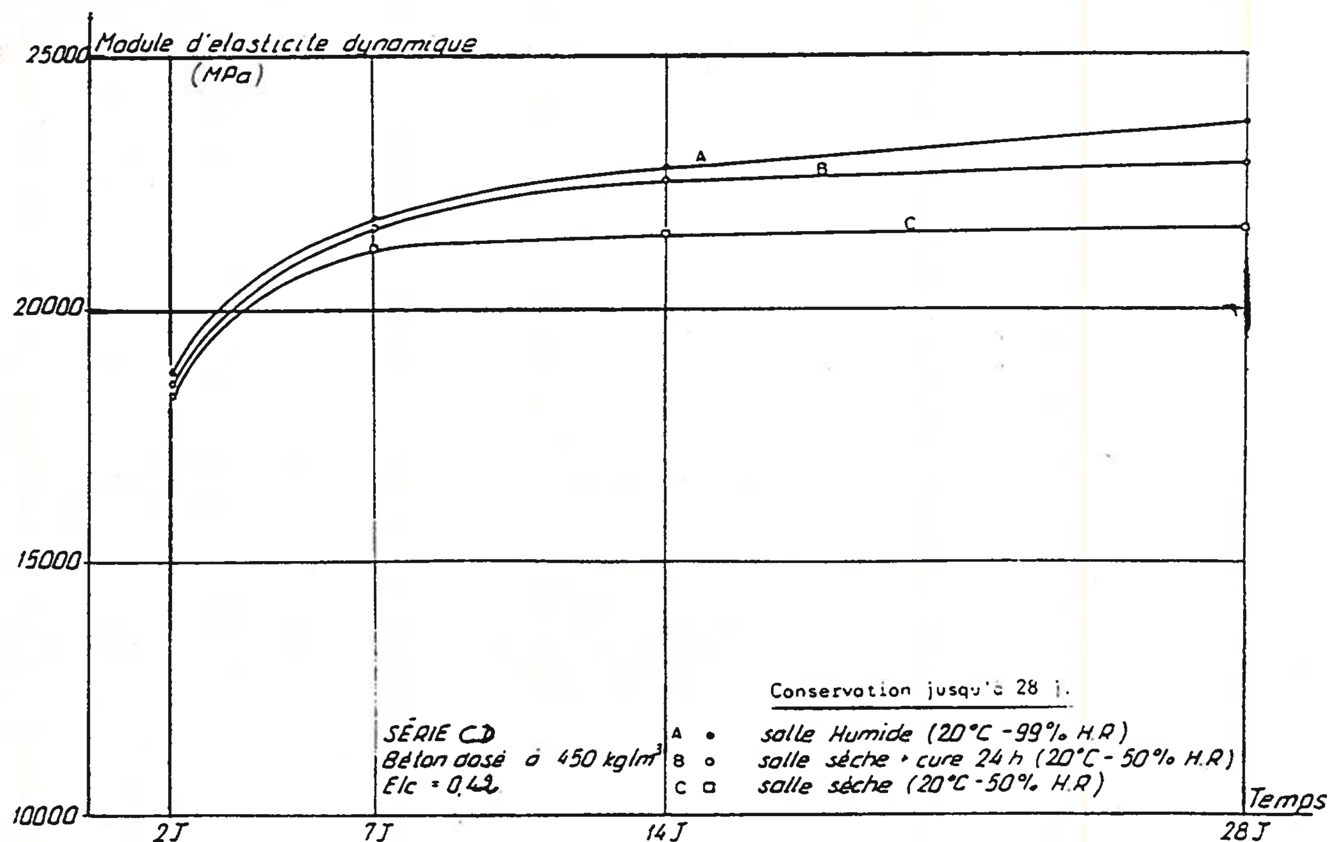
EVOLUTION DES MODULES D'ELASTICITE DYNAMIQUES
BETON TRADITIONNEL



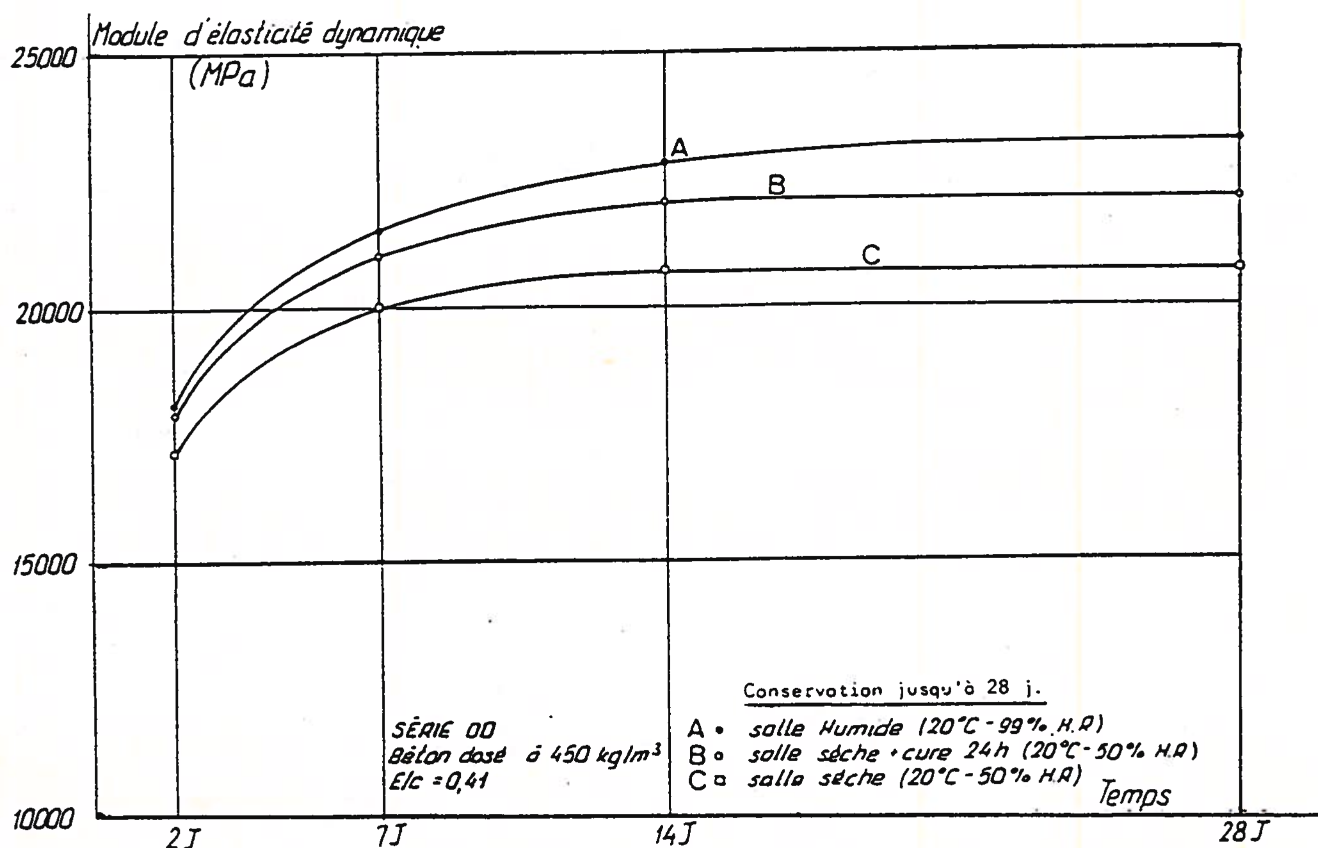
- EVOLUTION DES MODULES D'ELASTICITE DYNAMIQUE
ARGI 16



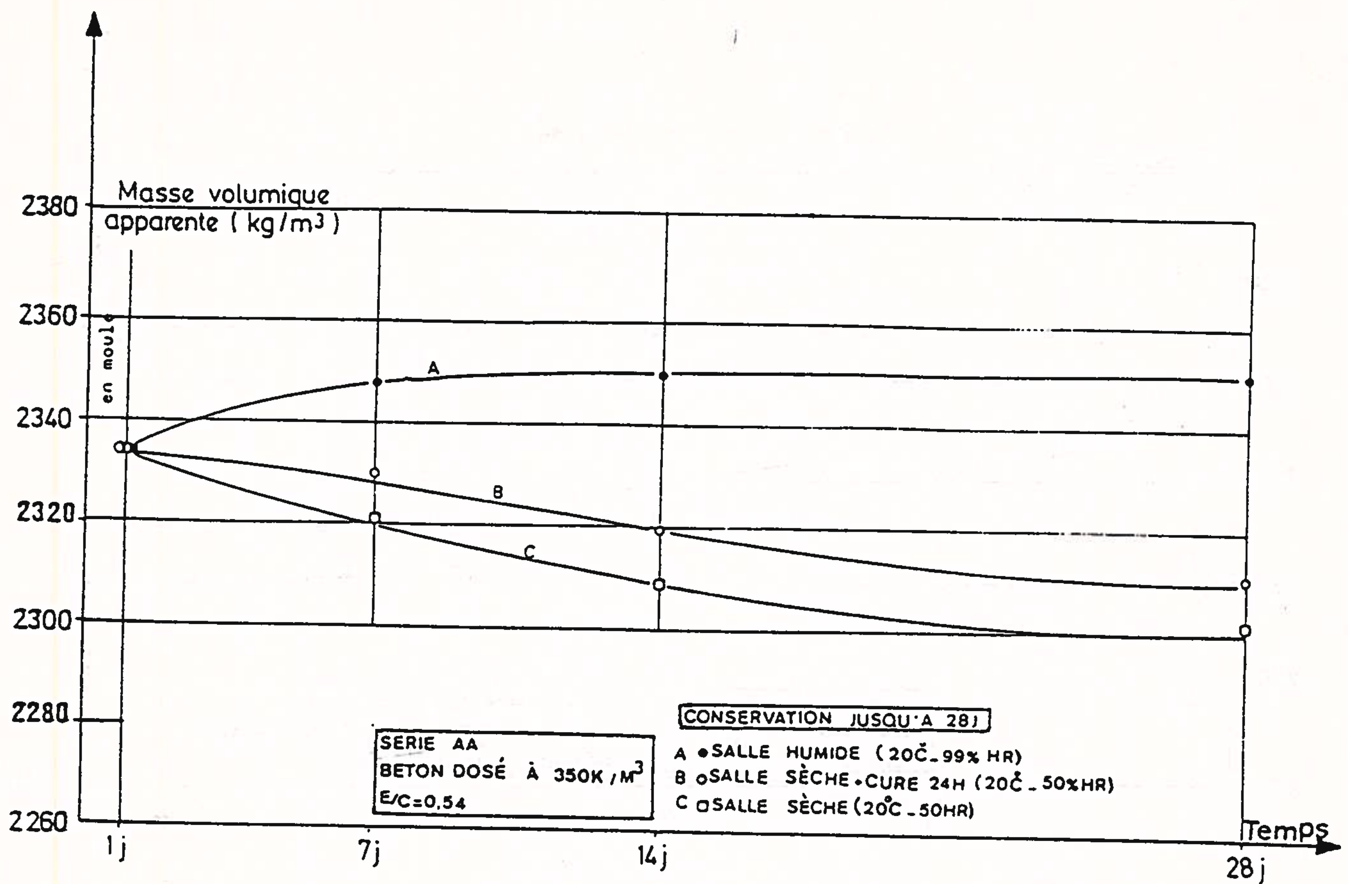
EVOLUTION DES MODULES D'ELASTICITE DYNAMIQUES
ARGI 16 + PLASTIFIANT



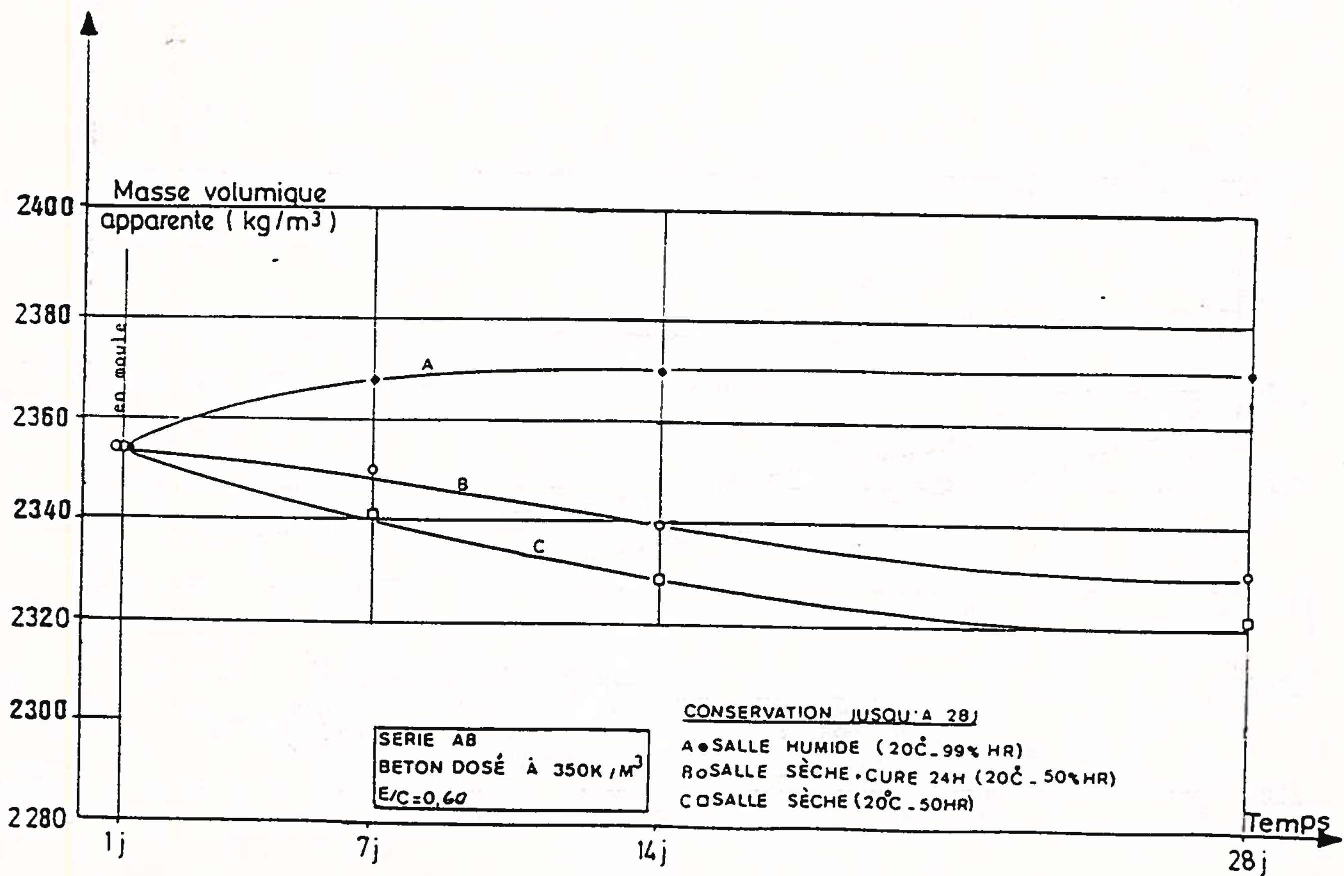
EVOLUTION DES MODULES D'ELASTICITE DYNAMIQUES
ARGI 16 + PLASTIFIANT



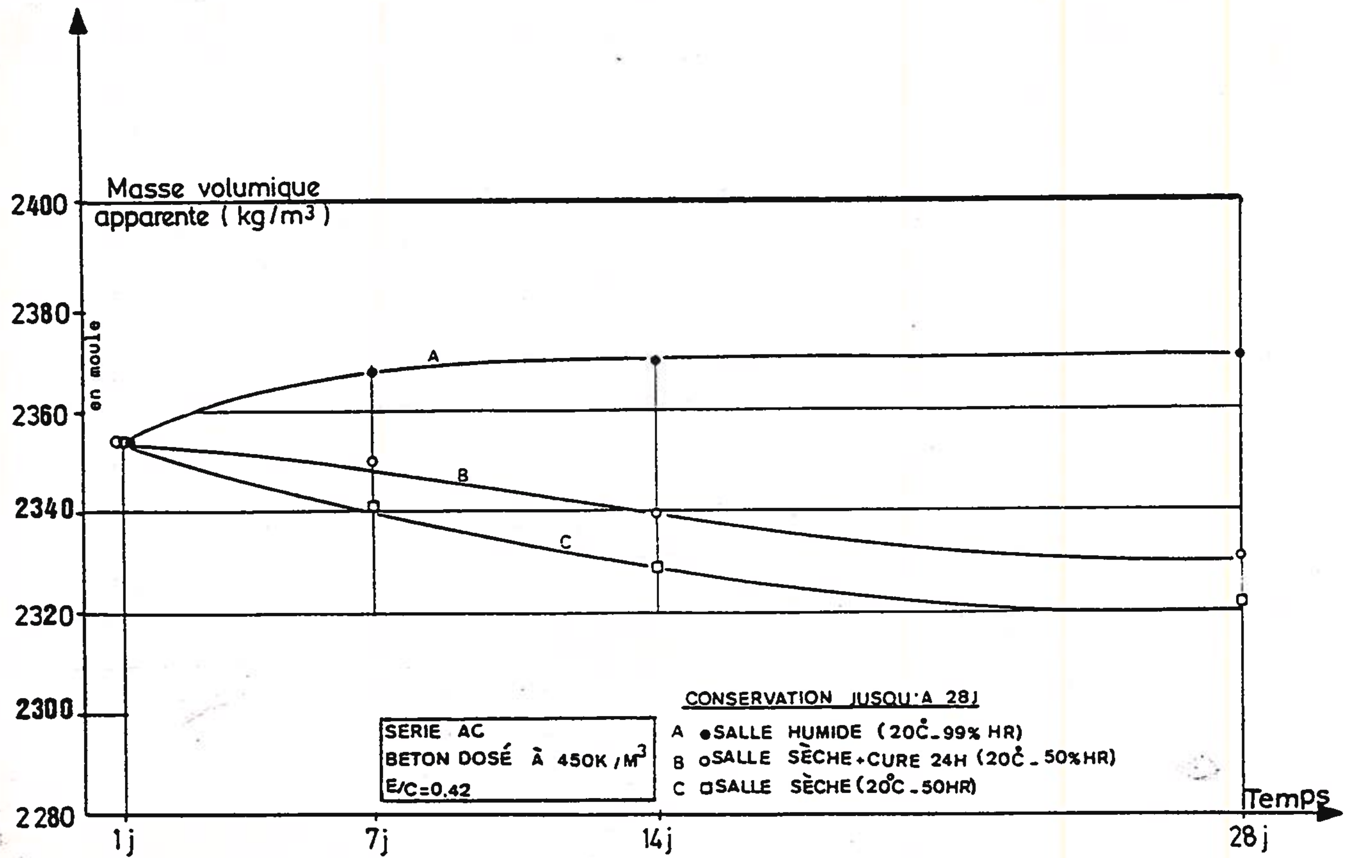
EVOLUTION DES MODULES D'ELASTICITE DYNAMIQUES
ARGI 16 + DAREX



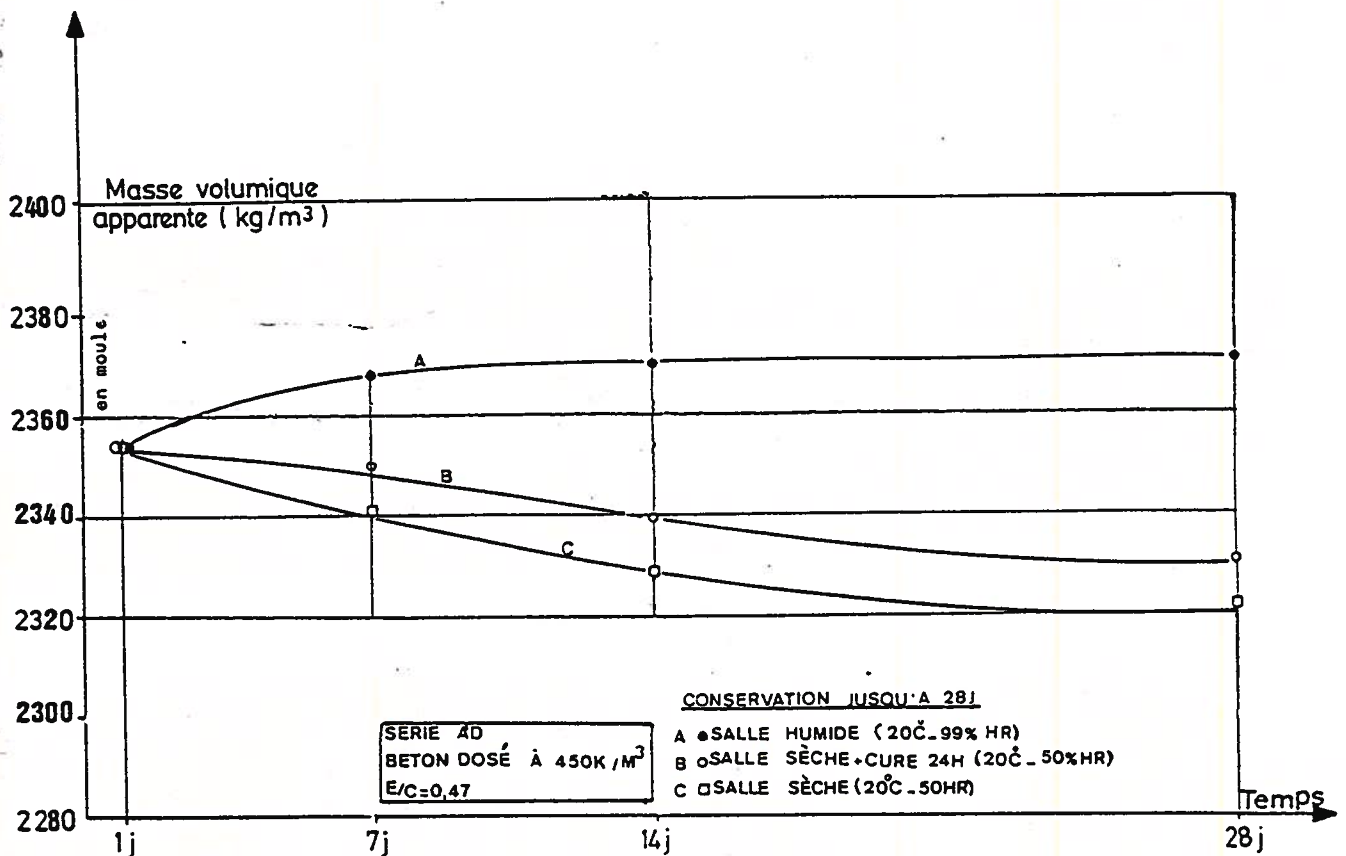
EVOLUTION DE LA MASSE VOLUMIQUE APPARENTE
(BETON TRADITIONNEL)



EVOLUTION DE LA MASSE VOLUMIQUE APPARENTE
(BETON TRADITIONNEL)



EVOLUTION DE LA MASSE VOLUMIQUE APPARENTE
(BETON TRADITIONNEL)



EVOLUTION DE LA MASSE VOLUMIQUE APPARENTE
(BETON TRADITIONNEL)

Masse volumique apparente (kg/m³)

1710
1700
1690
1680
1670
1660
1650
1640

EN MOULE

A

B

C

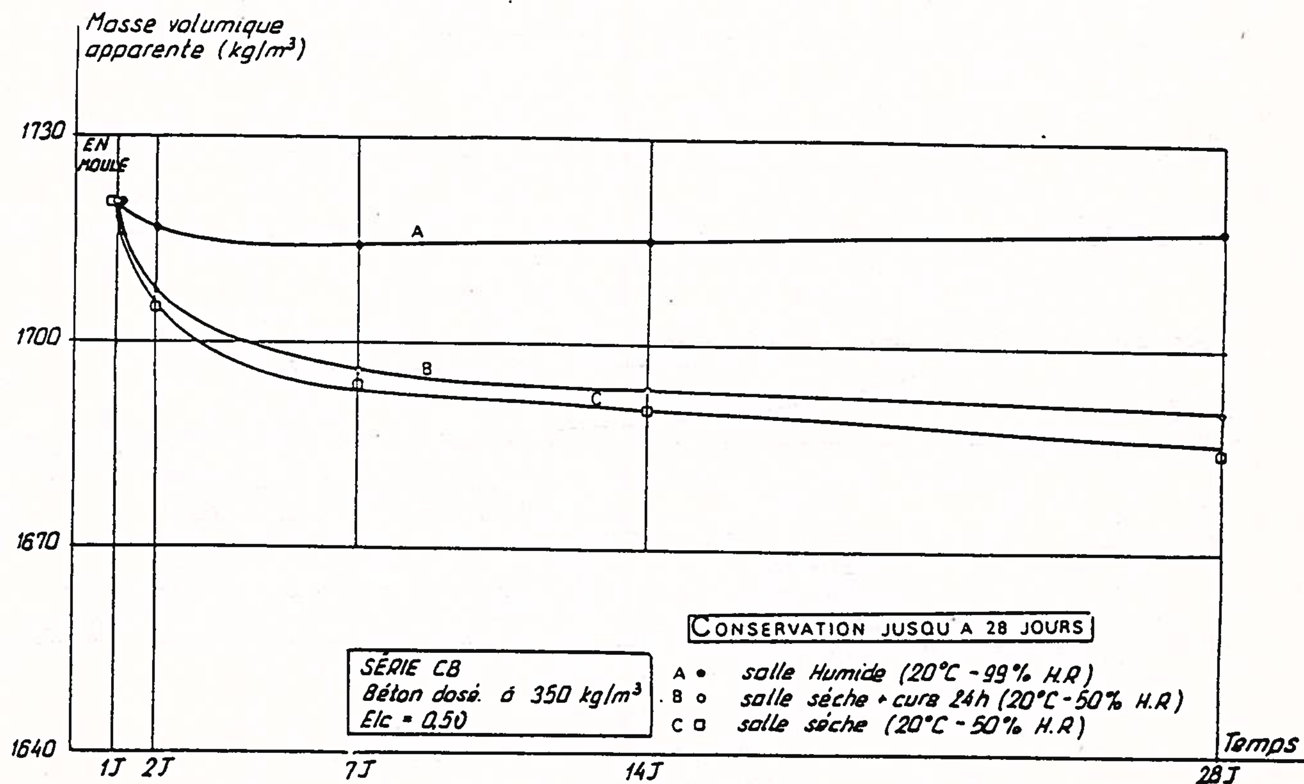
1J 2J 7J 14J 28J Temps

CONSERVATION JUSQU'A 28 JOURS

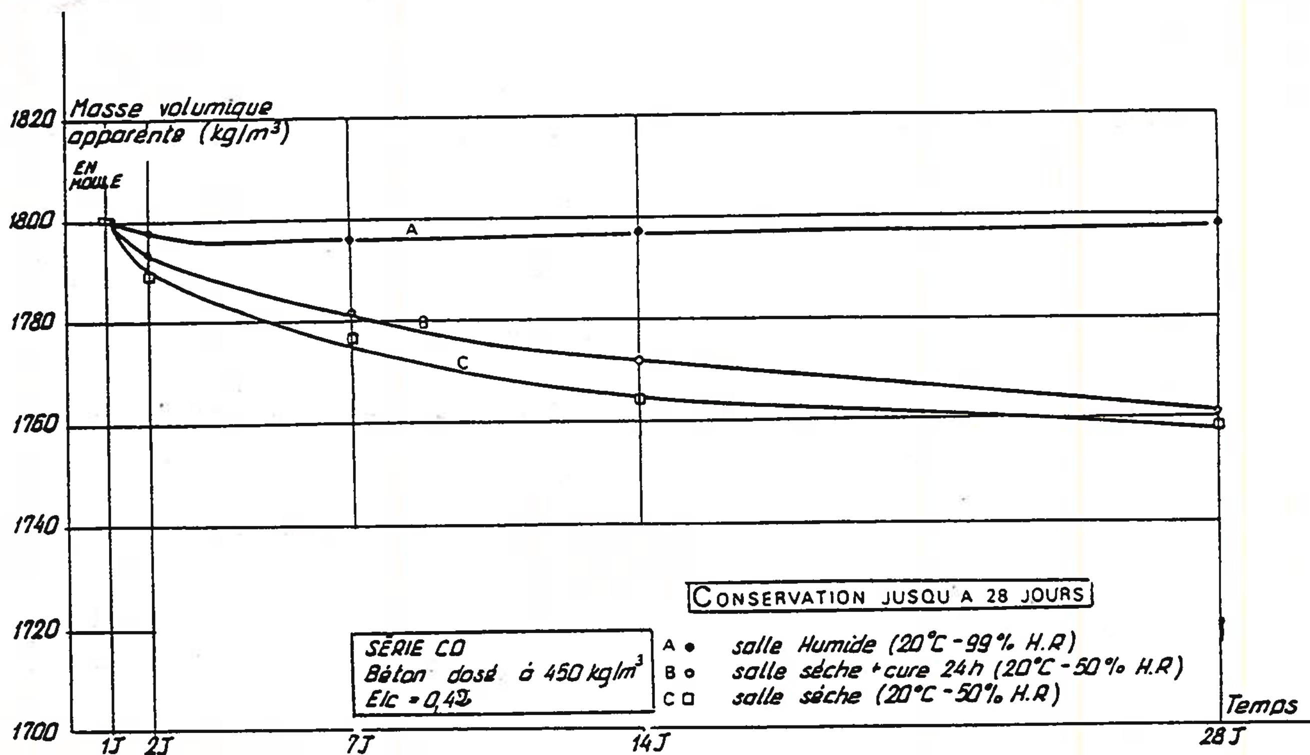
SÉRIE BB
Béton dosé á 350 kg/m³
E/c = 0,52

A • salle Humide (20°C - 99% H.R)
B o salle séche + cure 24h (20°C - 50% H.R)
C □ salle séche (20°C - 50% H.R)

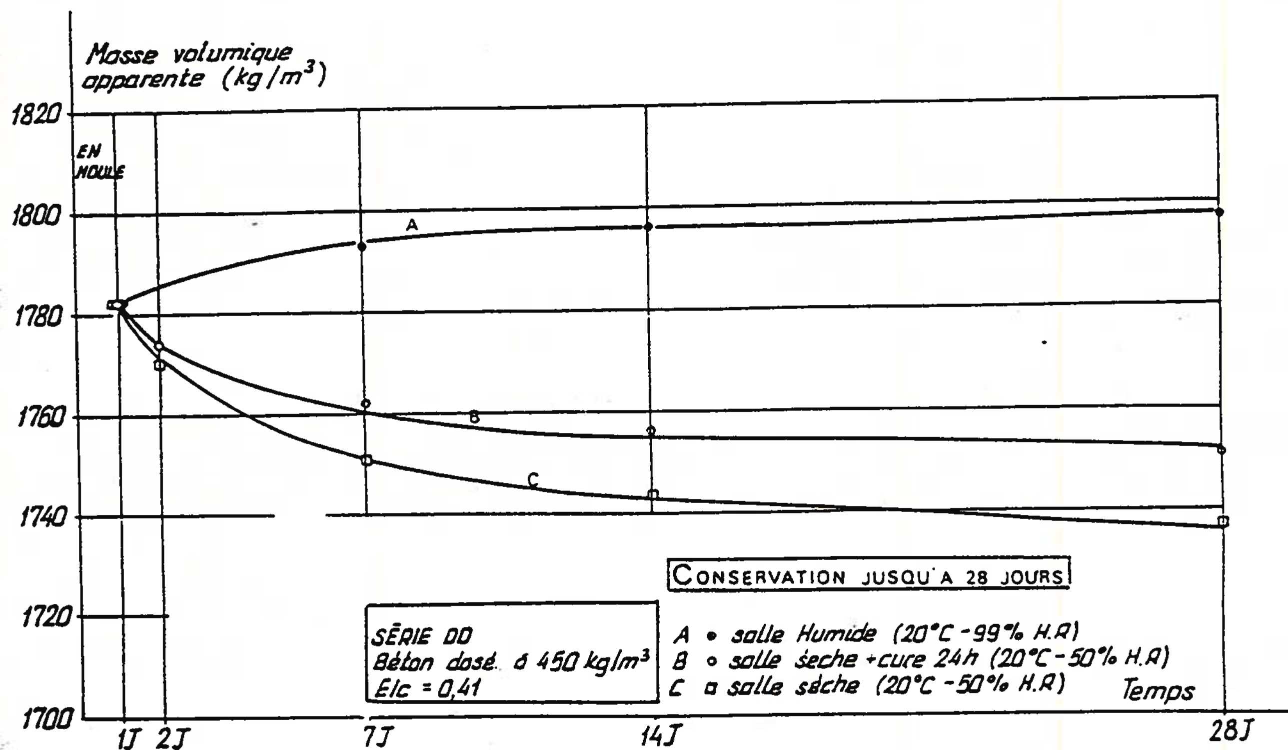
EVOLUTION DES MASSES VOLUMIQUES APPARENTES
(ARGI 16)



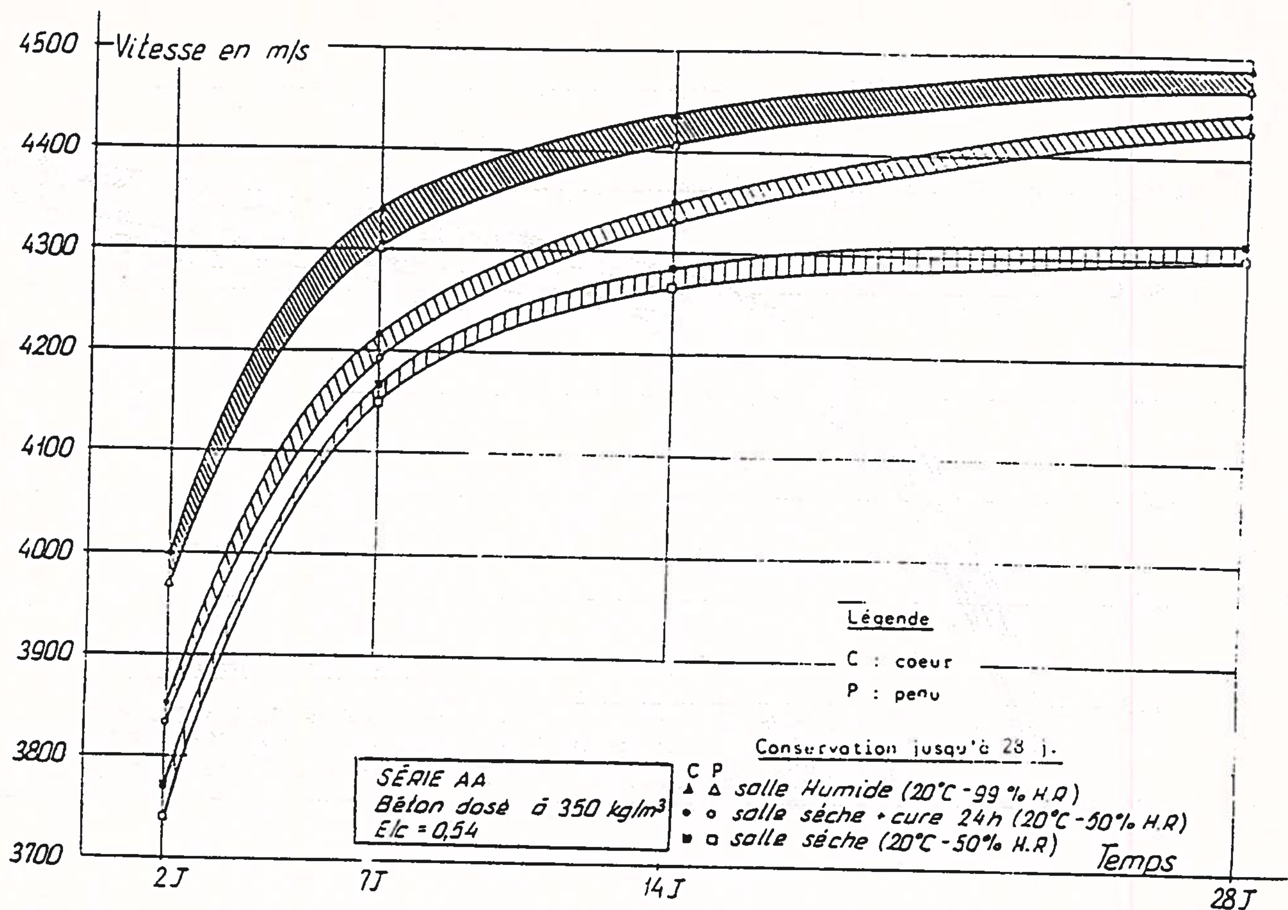
EVOLUTION DES MASSES VOLUMIQUES APPARENTES
(ARGI 16 + PLASTIFIANT)



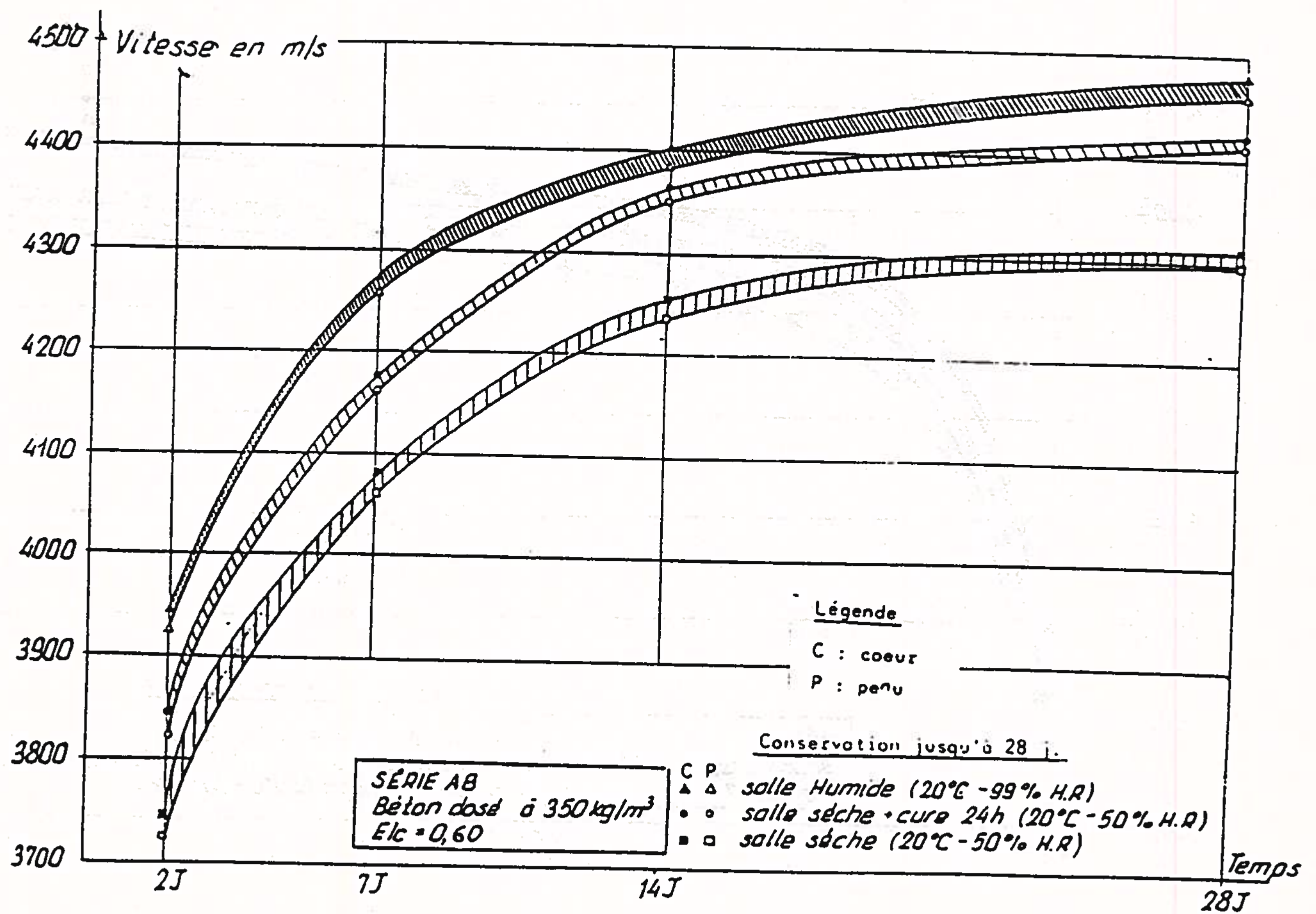
EVOLUTION DES MASSES VOLUMIQUES APPARENTES
(ARGI 16 + PLASTIFIANT)



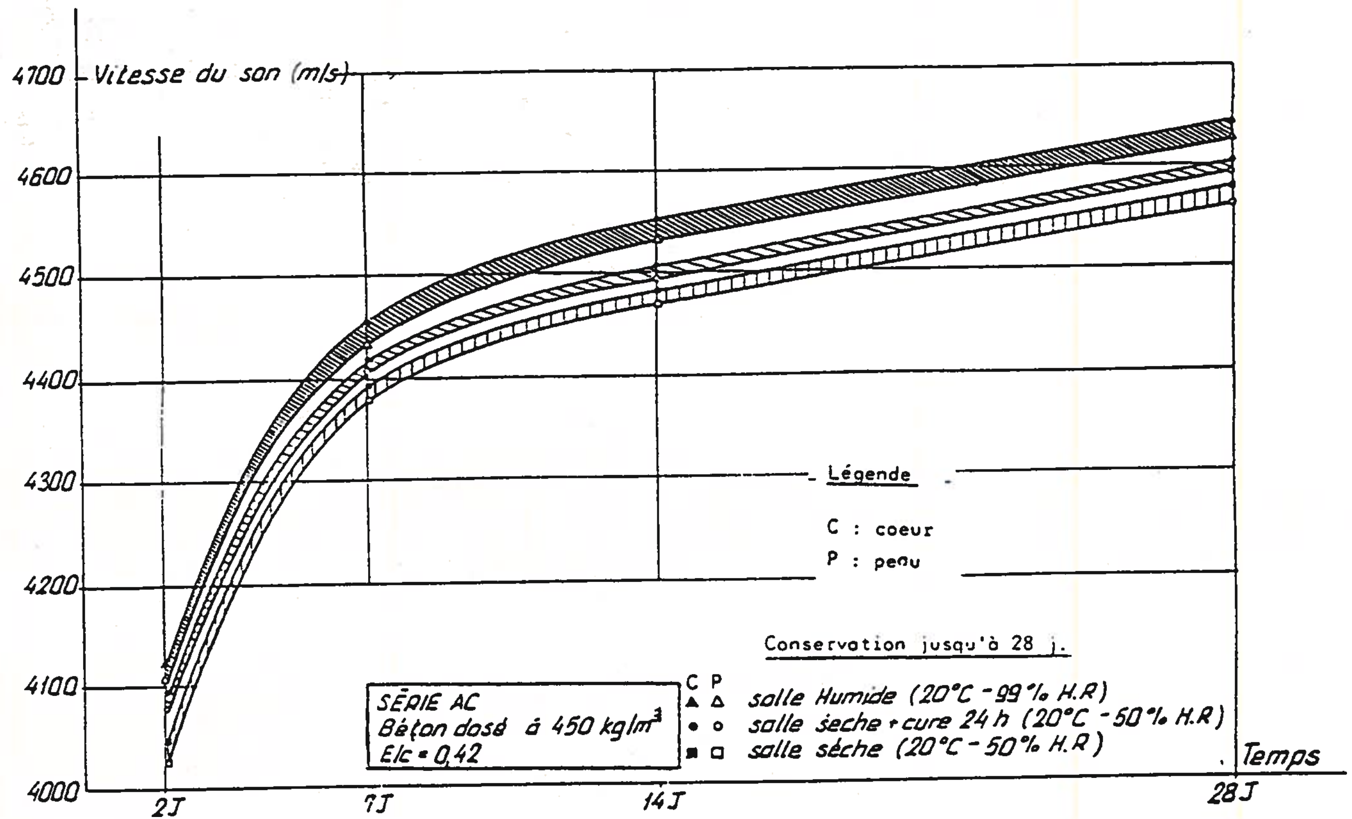
EVOLUTION DES MASSES VOLUMIQUES APPARENTES
(ARGI 16 + DAREX)



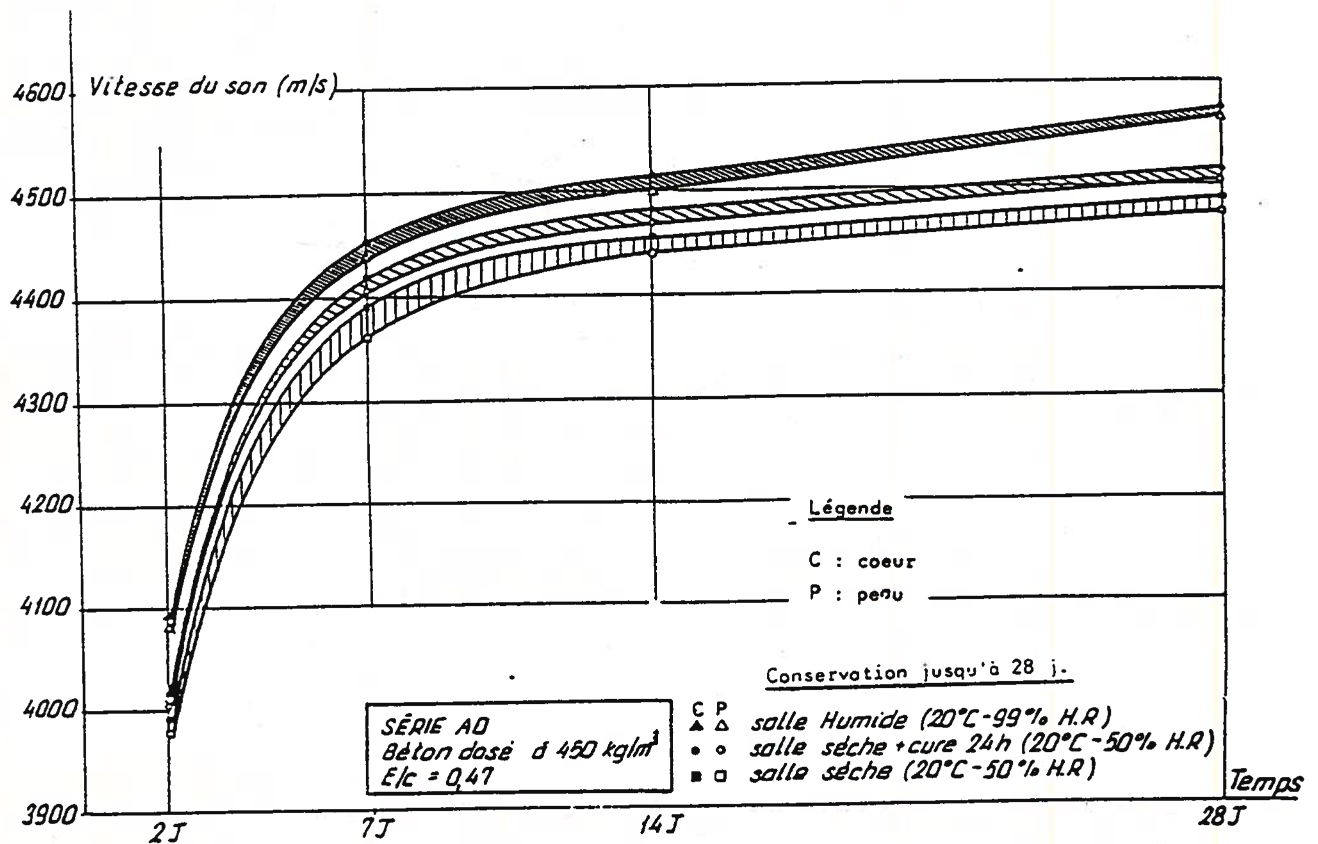
EVOLUTION DU BETON DE COEUR ET DE PEAU



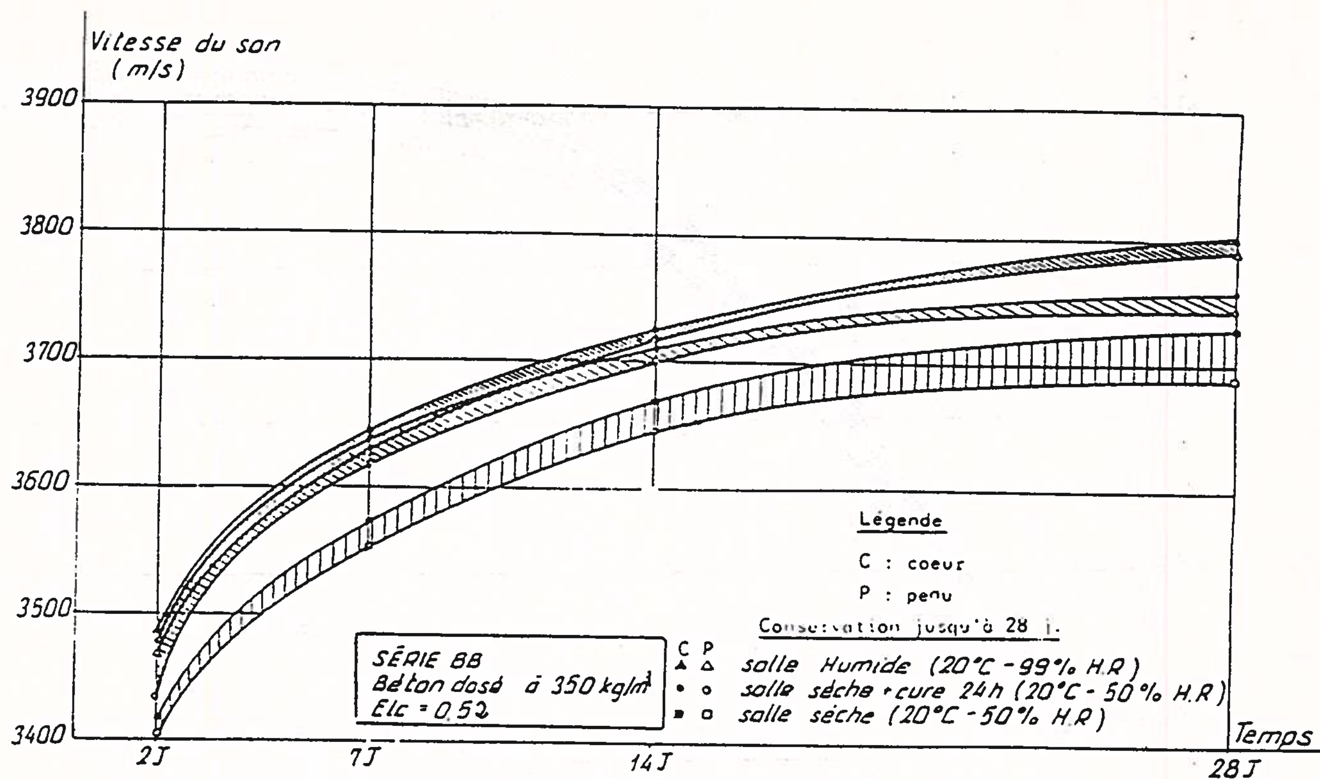
EVOLUTION DU BETON DE COEUR ET DE PEAU



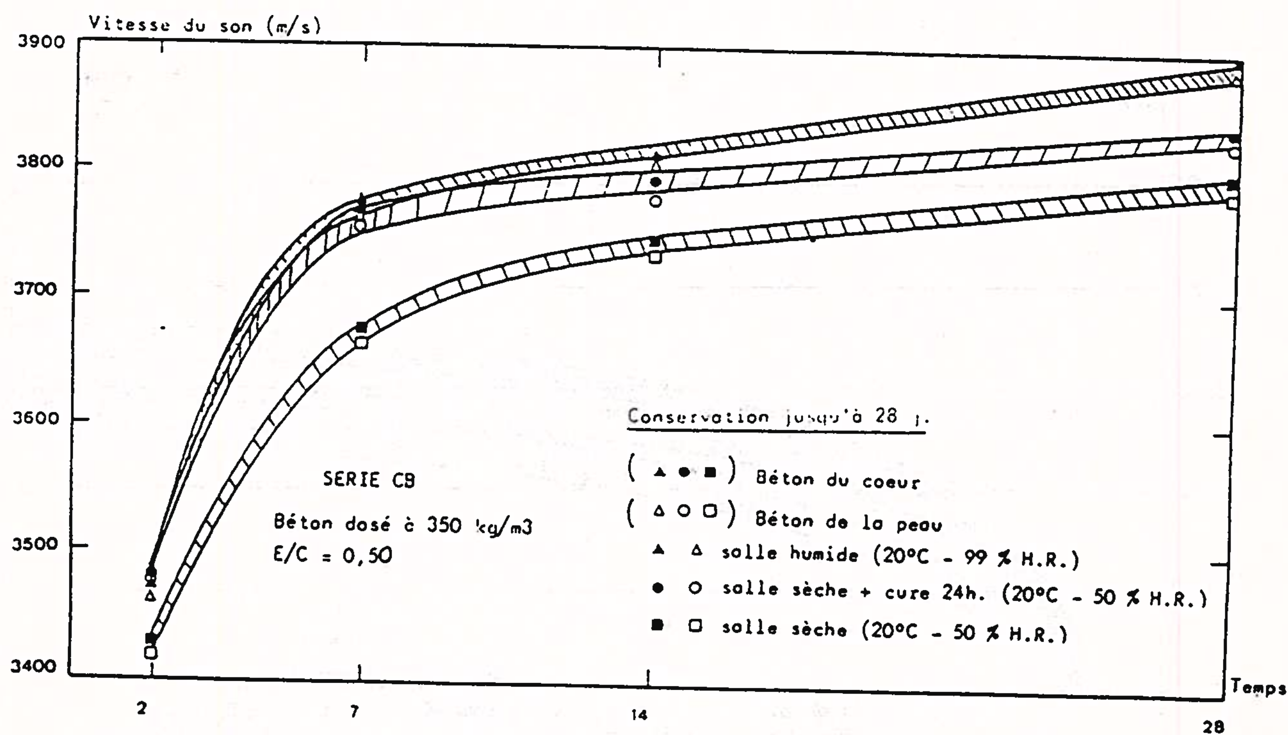
EVOLUTION DU BETON DE COEUR ET DE PEAU



EVOLUTION DU BETON DE COEUR ET DE PEAU



EVOLUTION DU BETON DE COEUR ET DE PEAU
(ARGI 16)



EVOLUTION DU BETON DU COEUR ET DE LA PEAU
(ARGI 16 + PLASTIFIANT)

Vitesse m/s

41000 4000 3900 3800 3700 3600 3500

2J 7J 14J 28J Temps

Légende

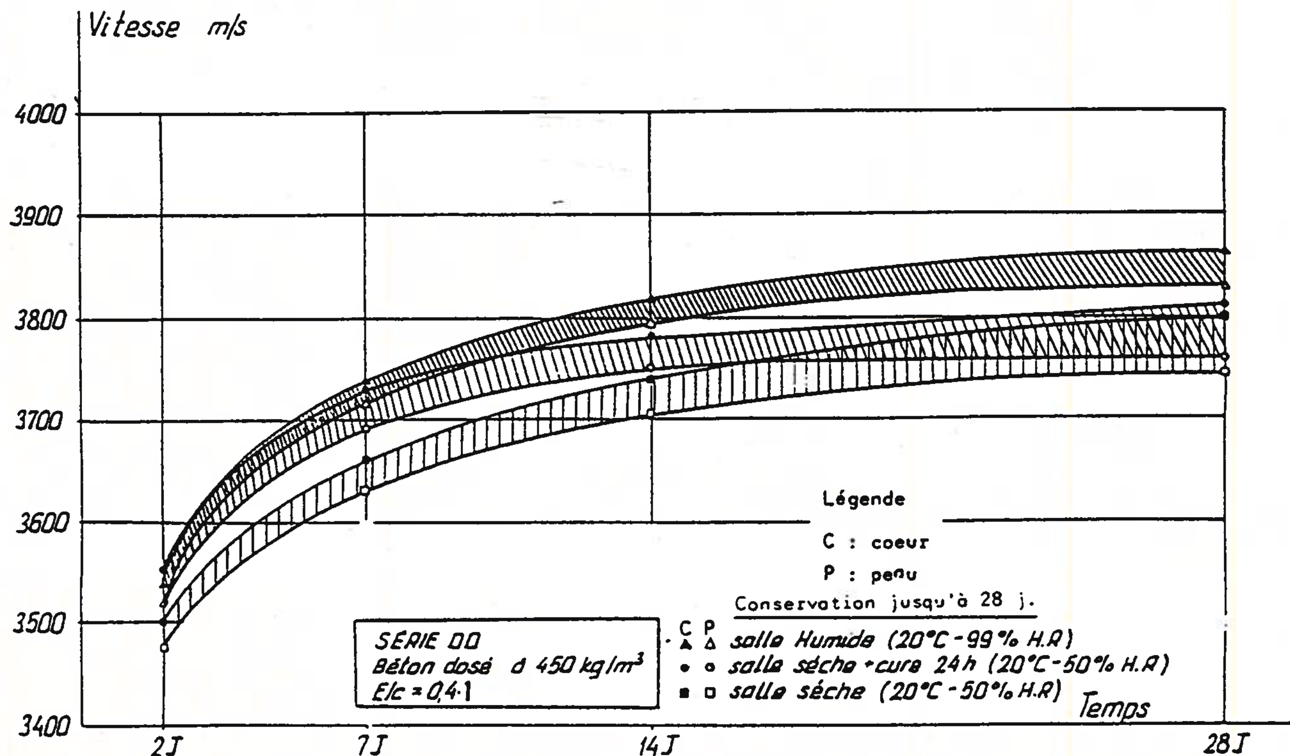
C : coeur
P : peau

Conservation jusqu'à 28 j.

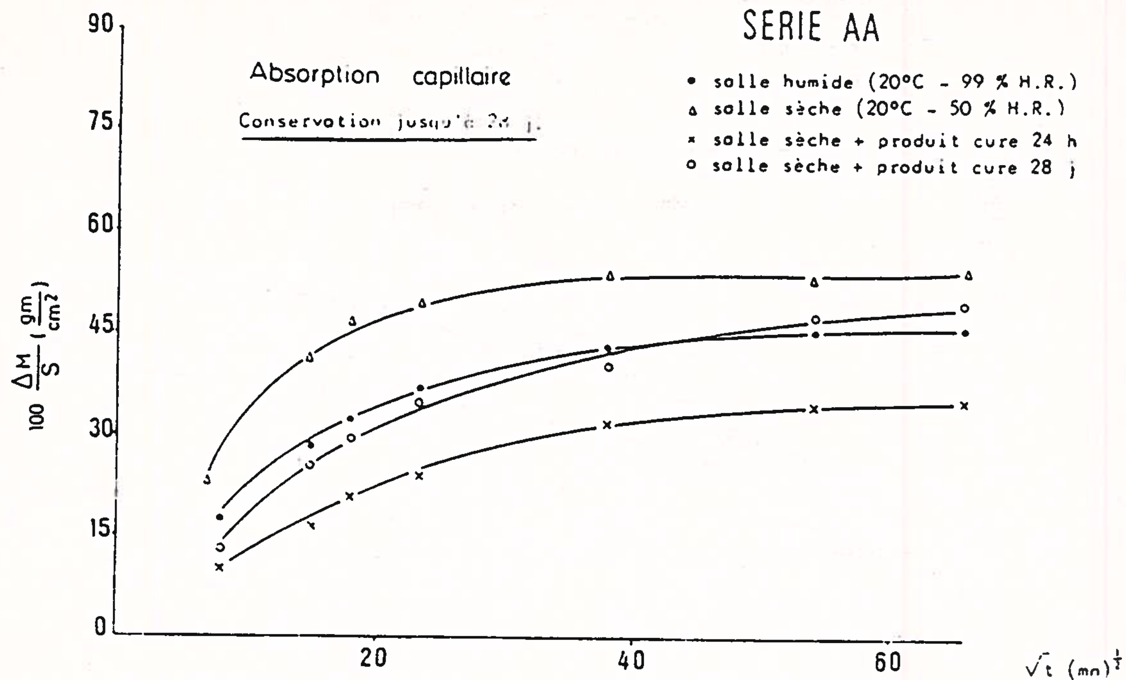
C P
▲ △ salle Humide (20°C - 99% H.R)
• ∘ salle sèche + cure 24 h (20°C - 50% H.R)
■ □ salle sèche (20°C - 50% H.R)

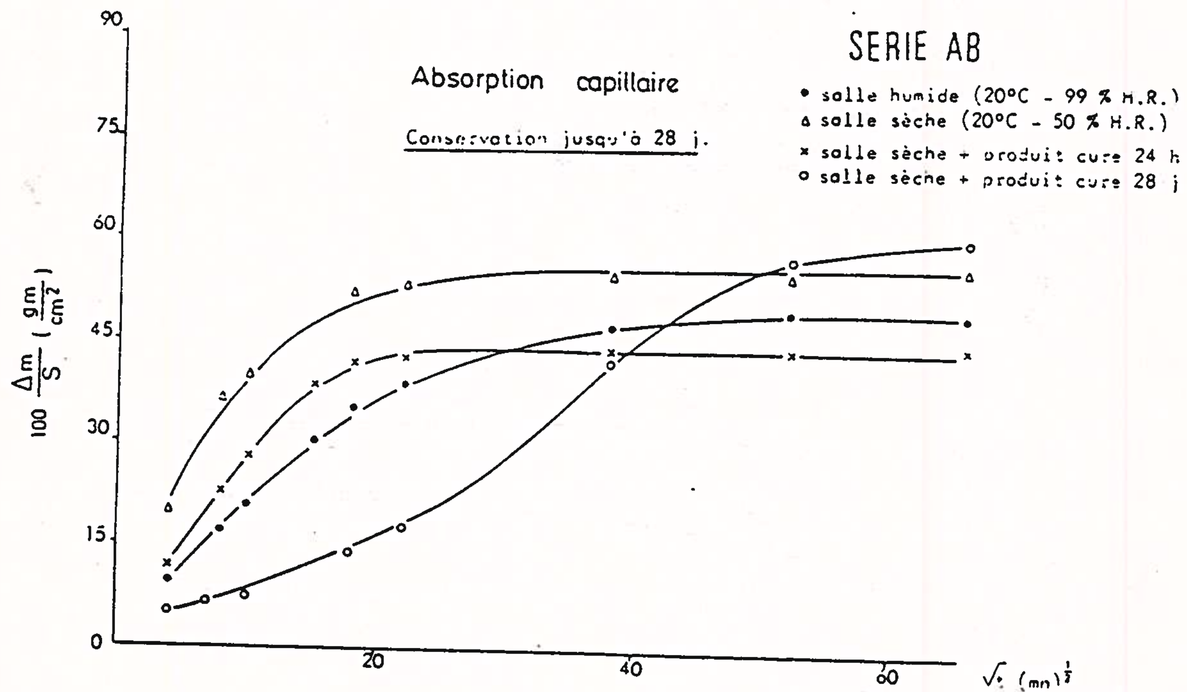
SÉRIE CD
Béton dosé à 450 kg/m³
E/t = 0,42

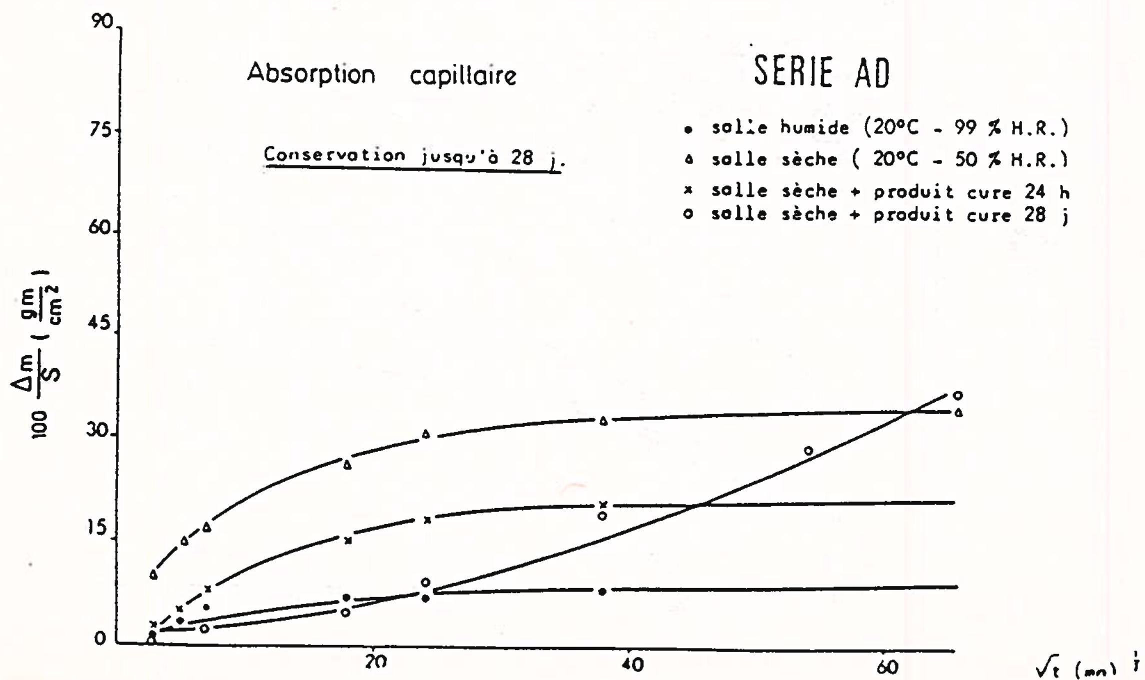
EVOLUTION DU BETON DU COEUR ET DE LA PEAU
(ARGI 16 + PLASTIFIANT)

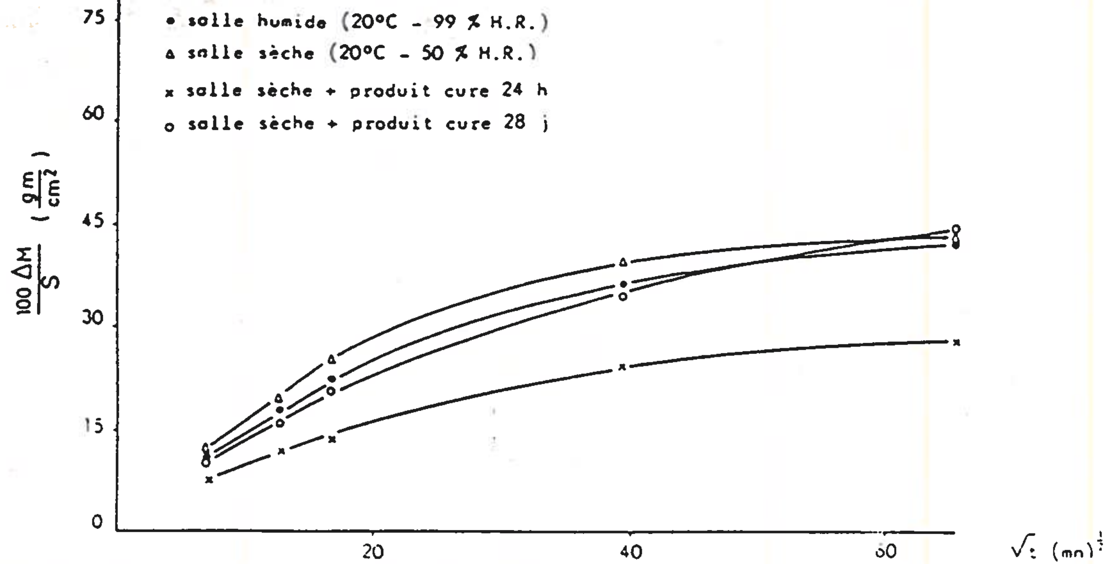


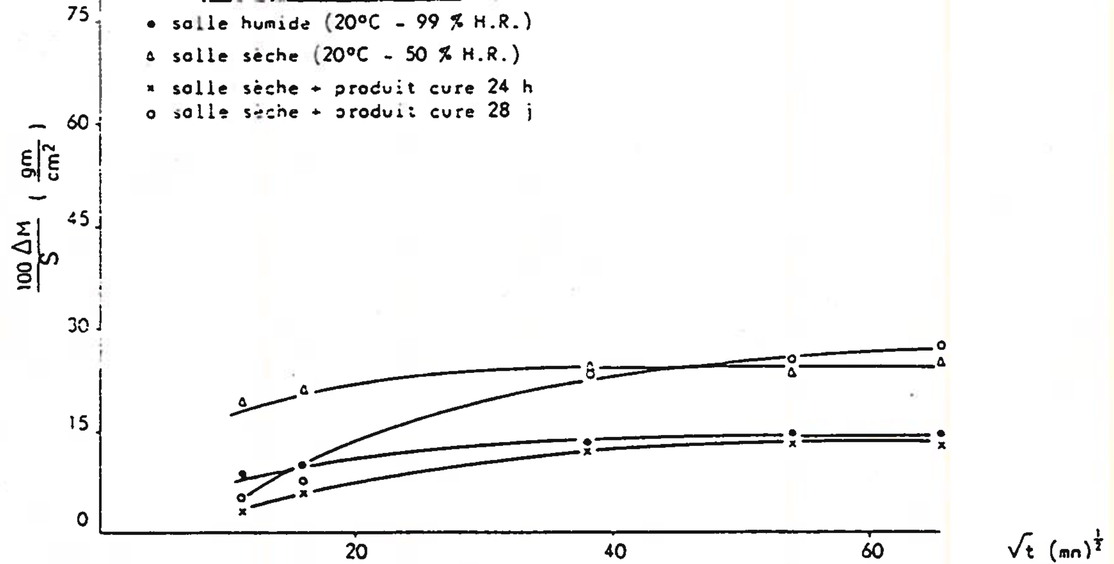
EVOLUTION DU BETON DE COEUR ET DE LA PEAU
(ARGI 16 + DAREX)

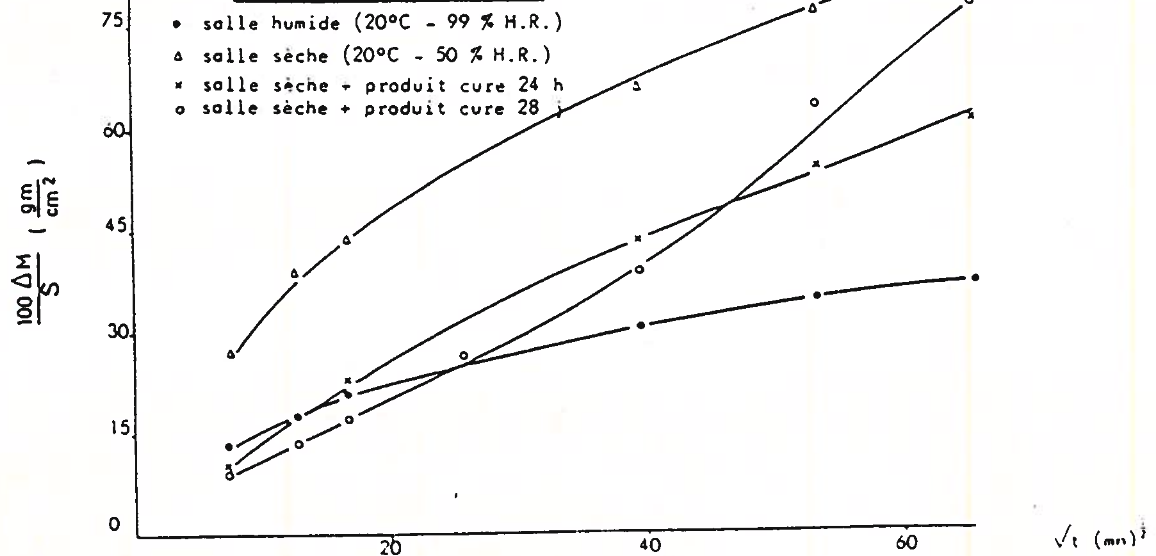

SERIE AA
Absorption capillaire
Conservation jusqu'à 28 j.
• salle humide (20°C - 99 % H.R.)
Δ salle sèche (20°C - 50 % H.R.)
× salle sèche + produit cure 24 h
o salle sèche + produit cure 28 j
100 ΔM/S (gm/cm²)
90
75
60
45
30
15
0
20
40
60
√t (mn)^½


SERIE AB
Absorption capillaire
Conservation jusqu'à 28 j.
• salle humide (20°C - 99 % H.R.)
Δ salle sèche (20°C - 50 % H.R.)
× salle sèche + produit cure 24 h
o salle sèche + produit cure 28 j
100 Δm/S (gm/cm²)
90
75
60
45
30
15
0
20
40
60
√t (mn)^½


SERIE AD
Absorption capillaire
Conservation jusqu'à 28 j.
• salle humide (20°C - 99 % H.R.)
Δ salle sèche (20°C - 50 % H.R.)
× salle sèche + produit cure 24 h
o salle sèche + produit cure 28 j
100 Δm/S (gm/cm²)
90
75
60
45
30
15
0
20
40
60
√t (mn)^½


SERIE BB
Conservation jusqu'à 28 j.
• salle humide (20°C - 99 % H.R.)
△ salle sèche (20°C - 50 % H.R.)
× salle sèche + produit cure 24 h
○ salle sèche + produit cure 28 j
100 ΔM / S (gm/cm²)
75
60
45
30
15
0
20
40
60
√t (mn)^½


SERIE CB
Conservation jusqu'à 28 j.
• salle humide (20°C - 99 % H.R.)
△ salle sèche (20°C - 50 % H.R.)
× salle sèche + produit cure 24 h
○ salle sèche + produit cure 28 j
100 ΔM / S (gm/cm²)
90
75
60
45
30
15
0
20
40
60
√t (mn)^½


SERIE DD
Conservation jusqu'à 28 j.
• salle humide (20°C - 99 % H.R.)
△ salle sèche (20°C - 50 % H.R.)
× salle sèche + produit cure 24 h
○ salle sèche + produit cure 28 j
100 ΔM / S (gm/cm²)
90
75
60
45
30
15
0
20
40
60
√t (mn)^½

ANNEXE II

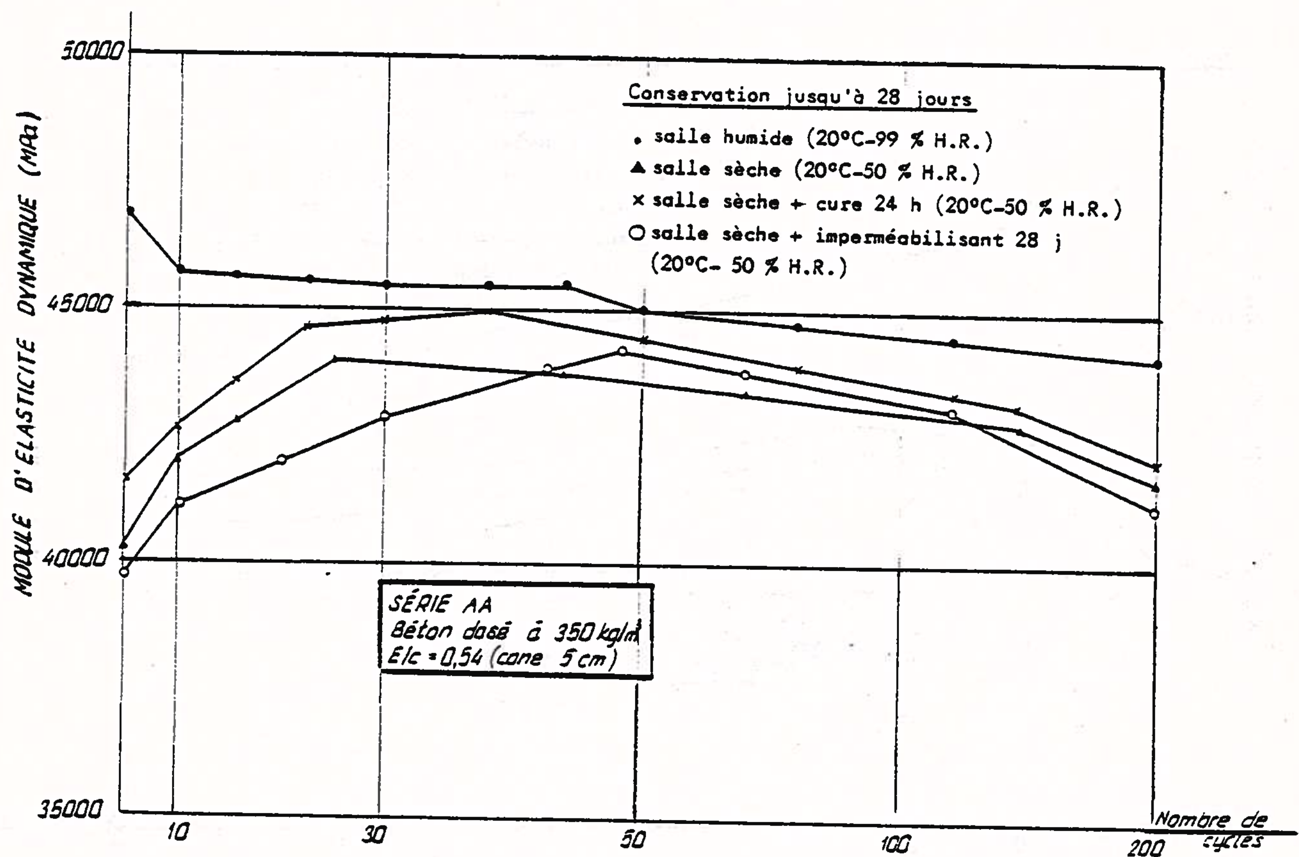
FICHES DU CHAPITRE VII

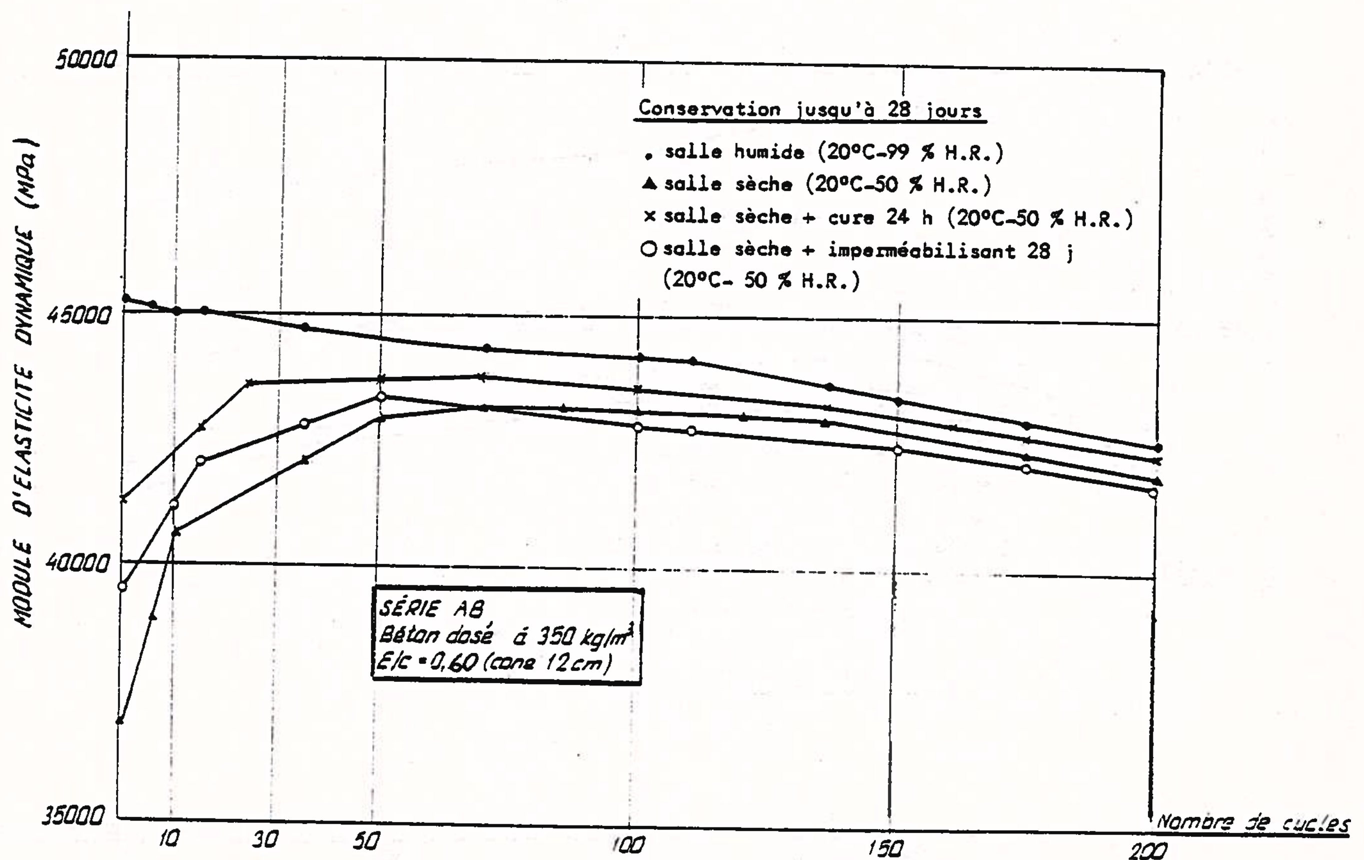
PHOTOGRAPHIES

TABLEAUX

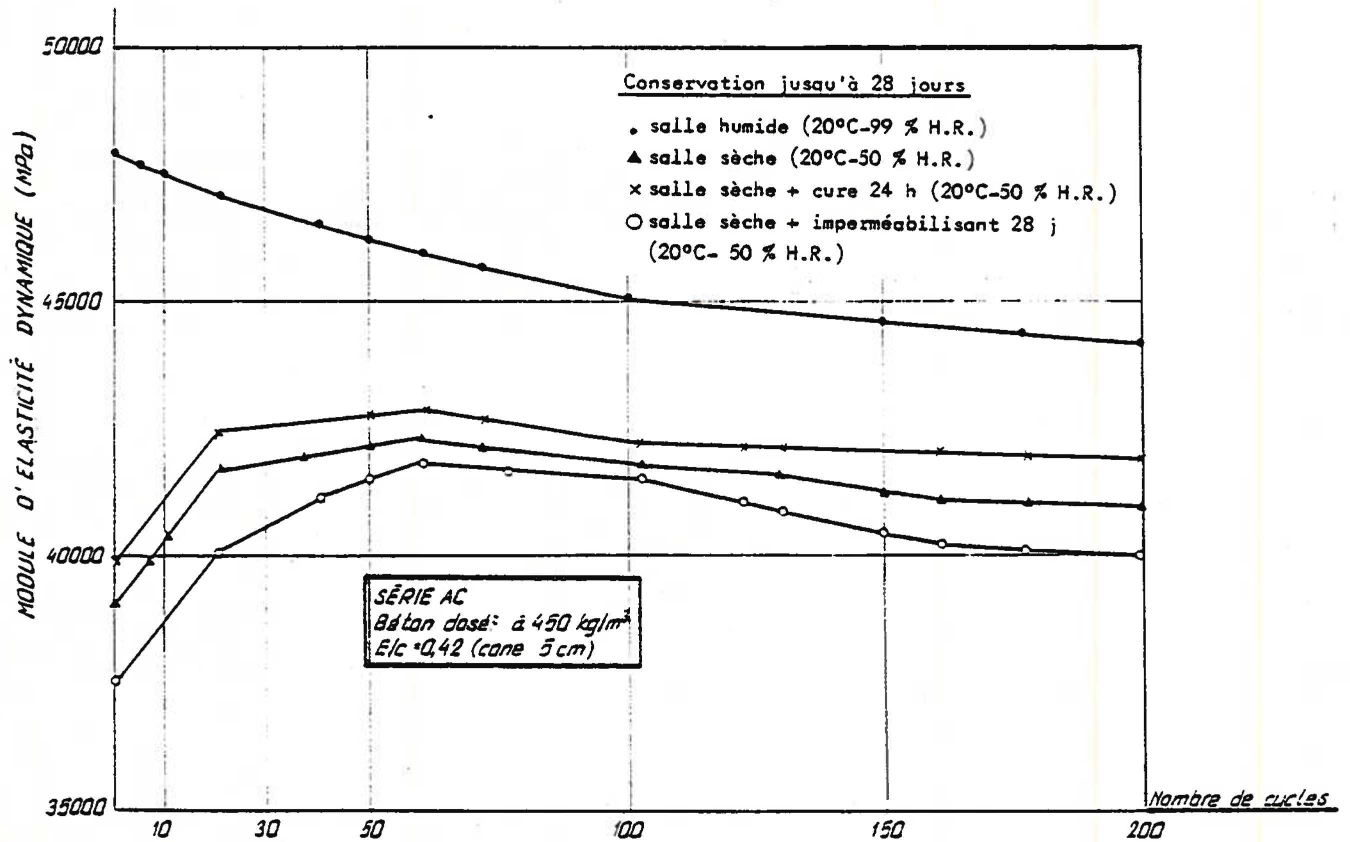
ANNEXE II

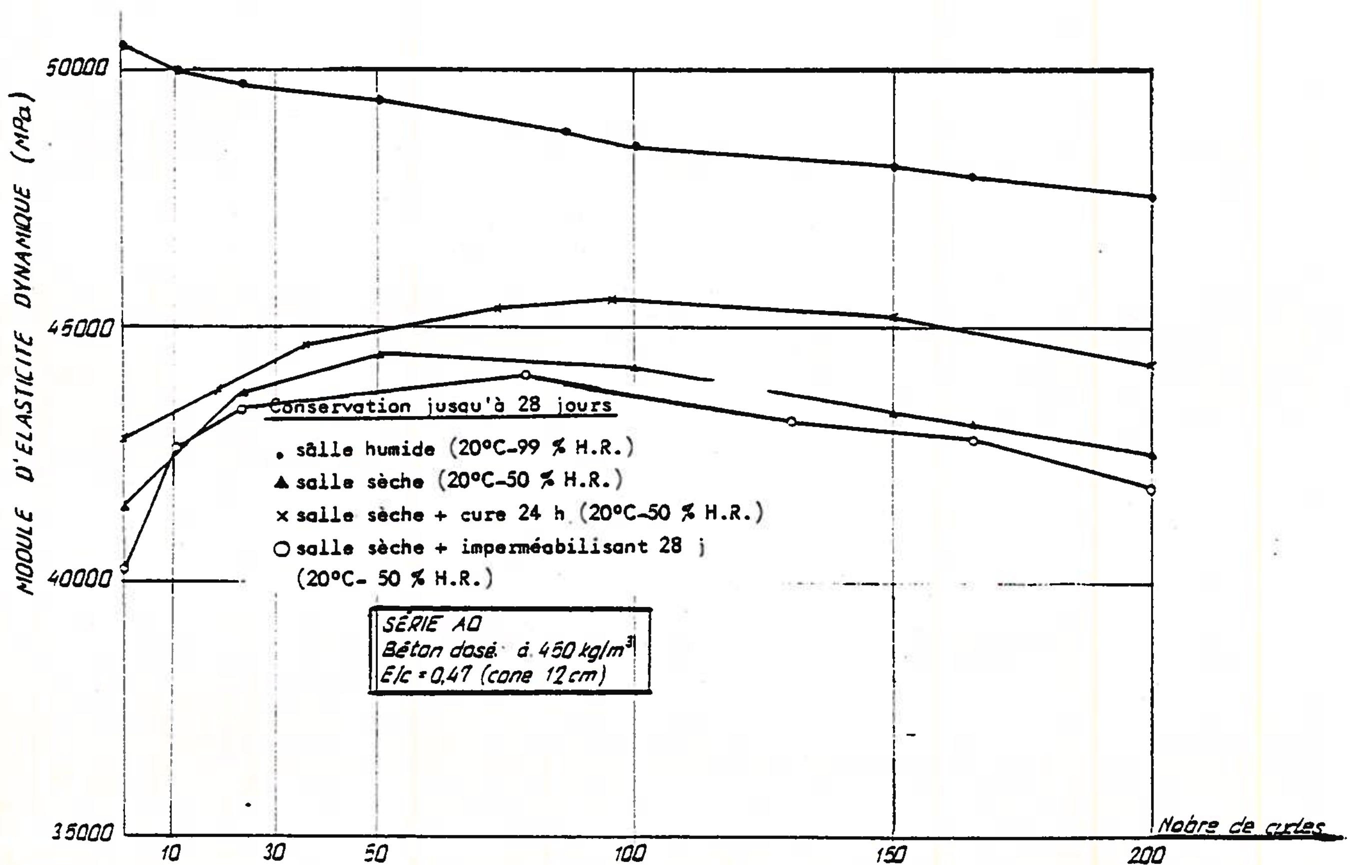
VARIATION DU MODULE DYNAMIQUE EN FONCTION DU NOMBRE DES CYCLES GEL-DEGEL



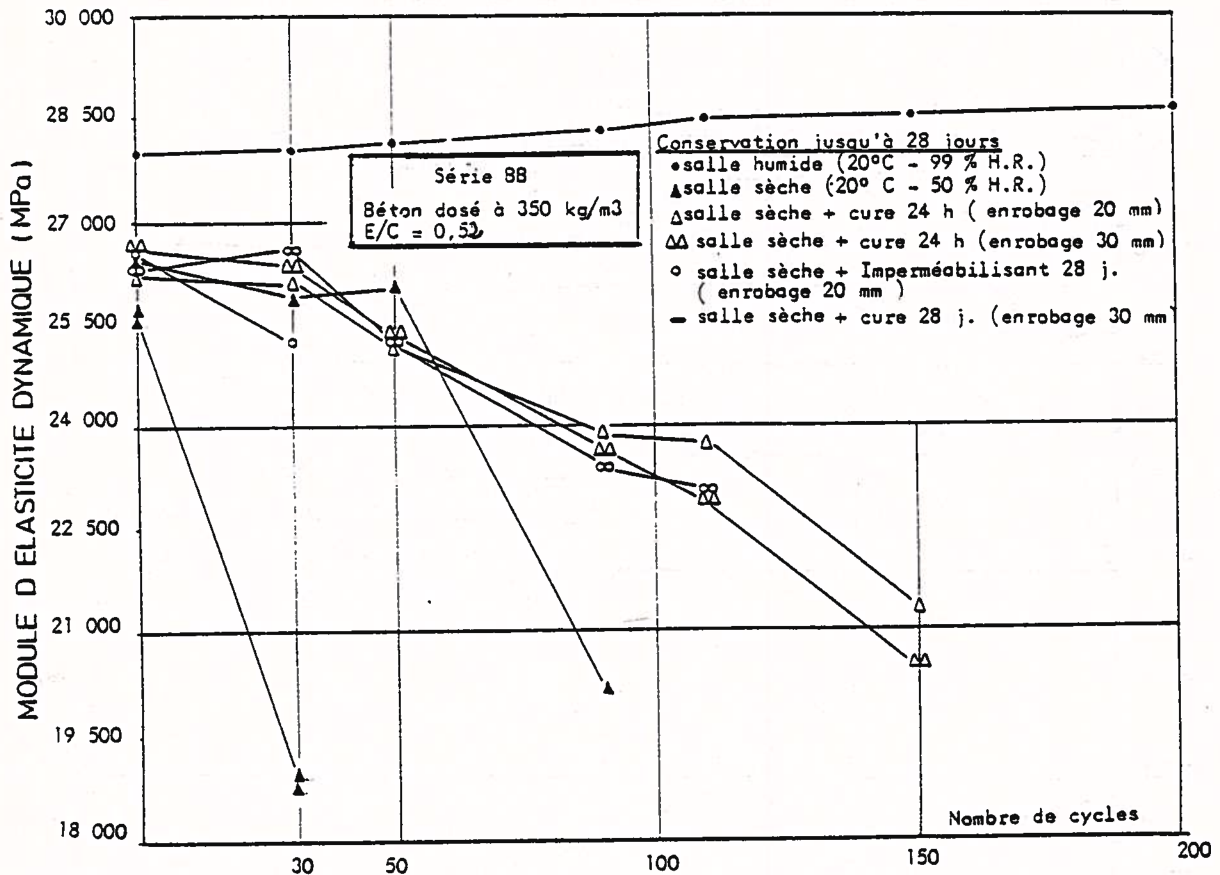


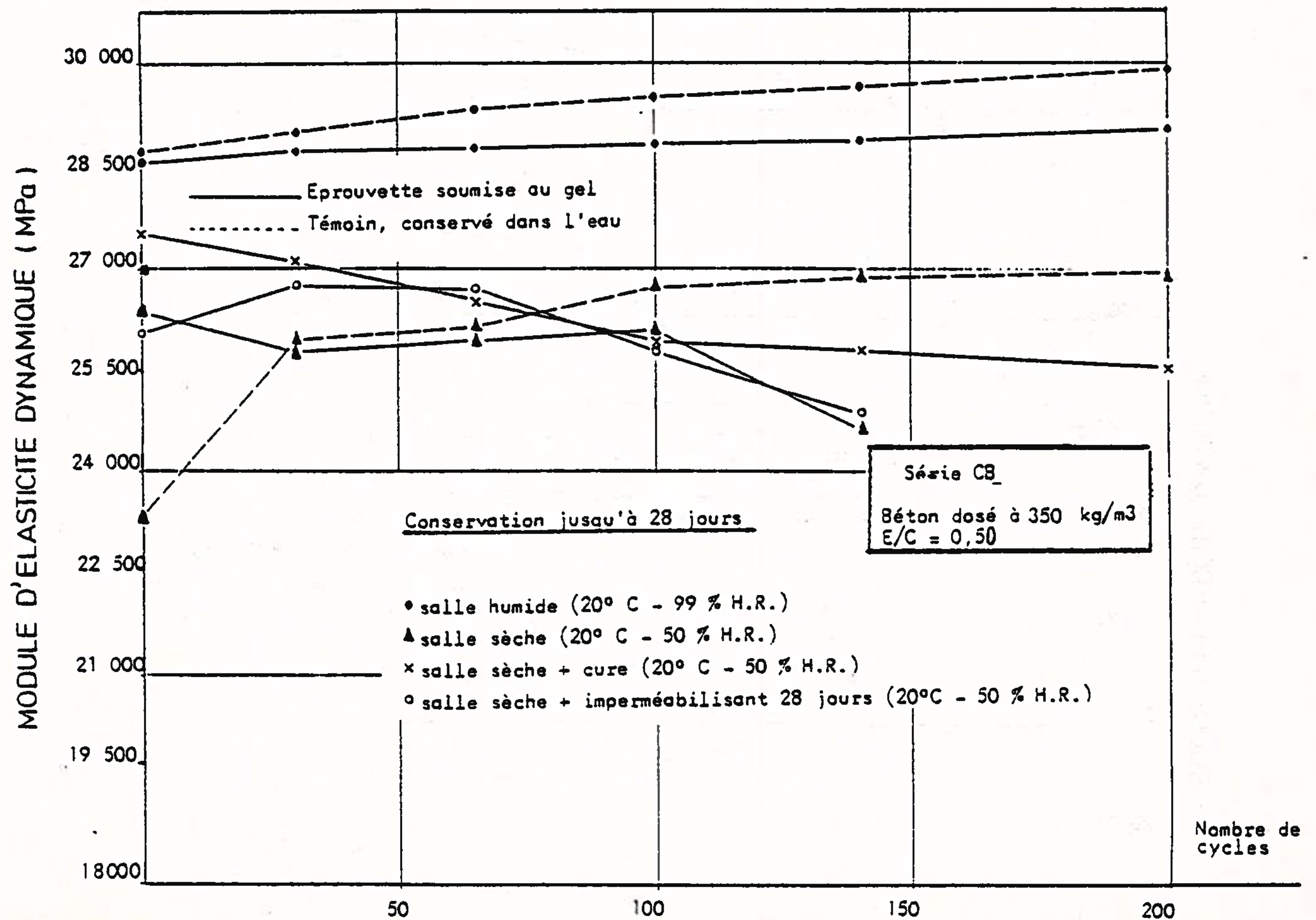
VARIATION DU MODULE DYNAMIQUE EN FONCTION DU NOMBRE DES CYCLES GEL -DEGEL





VARIATION DU MODULE DYNAMIQUE EN FONCTION DU NOMBRE DES CYCLES GEL-DEGEL





VARIATION DU MODULE DYNAMIQUE EN FONCTION DU NOMBRE DES CYCLES GEL-DEGEL

MODULE D'ELASTICITE DYNAMIQUE (MPa)

30 000
29 000
28 000
27 000
26 000
25 000
24 000
23 000
17 000

30 50 100 150 200 Nombre de cycle

Série CD
Béton dosé à 450 kg/m3
E/C = 0,42

Conservation jusqu'à 28 jours
• salle humide (20° C - 99 % H.R.)
▲ salle sèche (20° C - 50 % H.R.)
ΔΔ salle sèche + cure 24 h (enrobage 30 mm)
o salle sèche + imperméabilisant 28 j (enrobage 20 mm)
∞ salle sèche + cure 28 j (enrobage 30 mm)

MODULE D'ELASTICITE DYNAMIQUE (MPa)

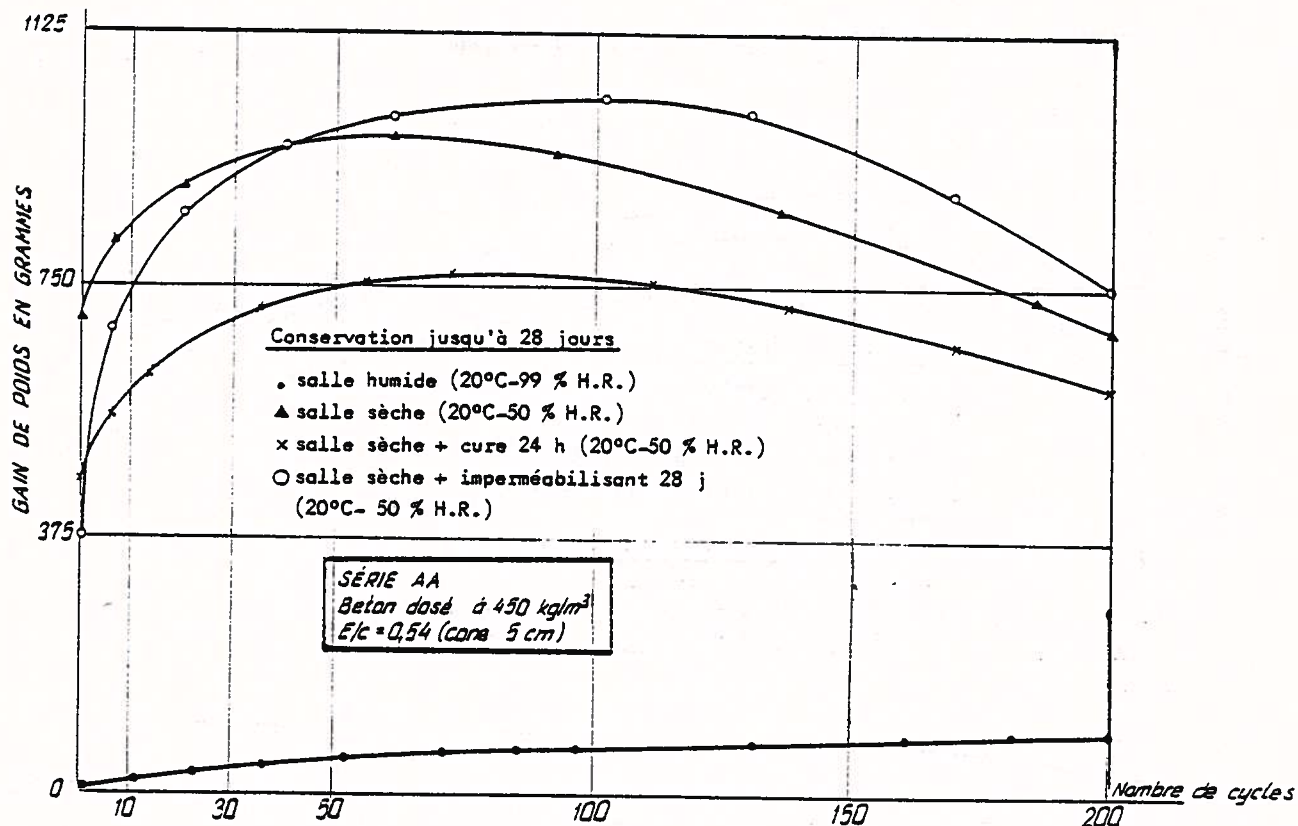
30 000
29 000
28 000
27 000
26 000
25 000
24 000
23 000
22 000

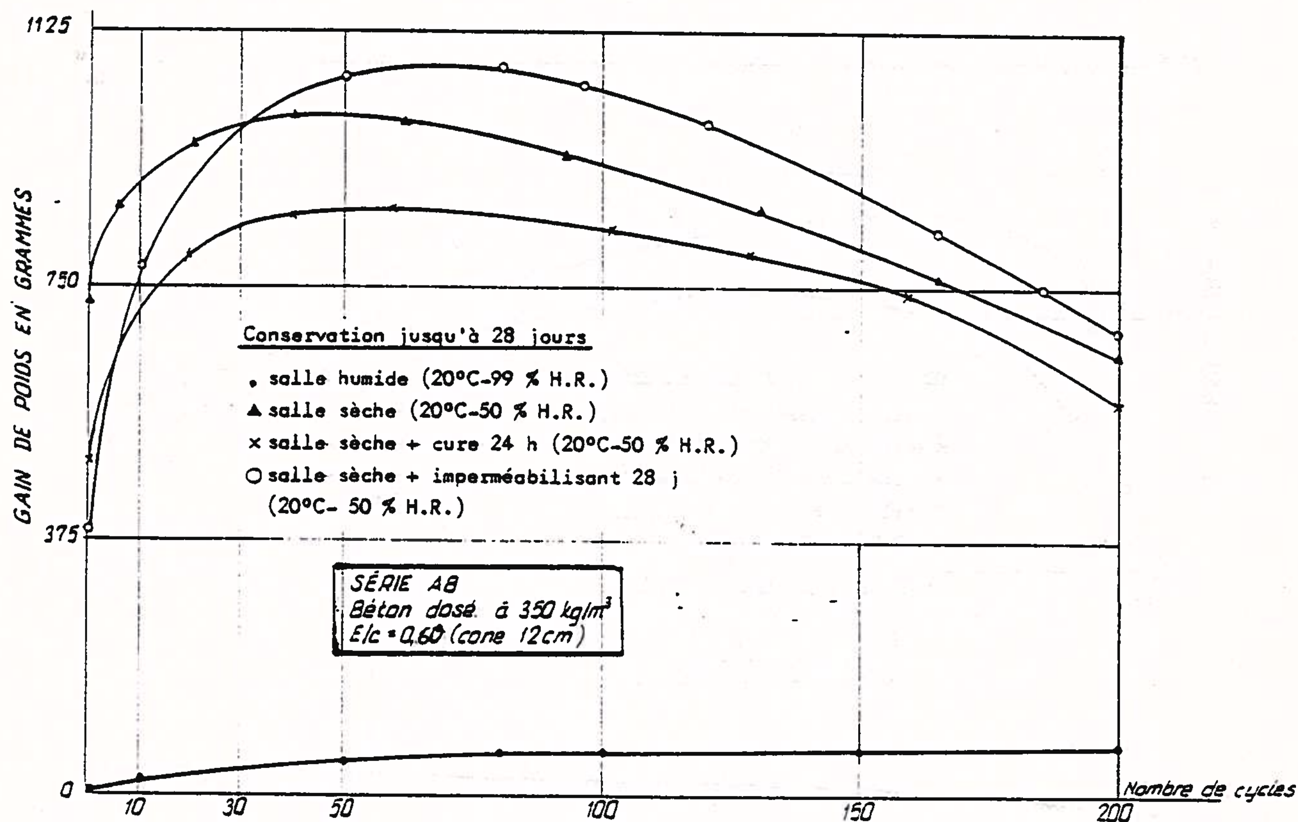
30 50 100 150 200 Nombre de cycle

Série DD
Bétons dosés à 450 kg/m3
E/C = 0,41

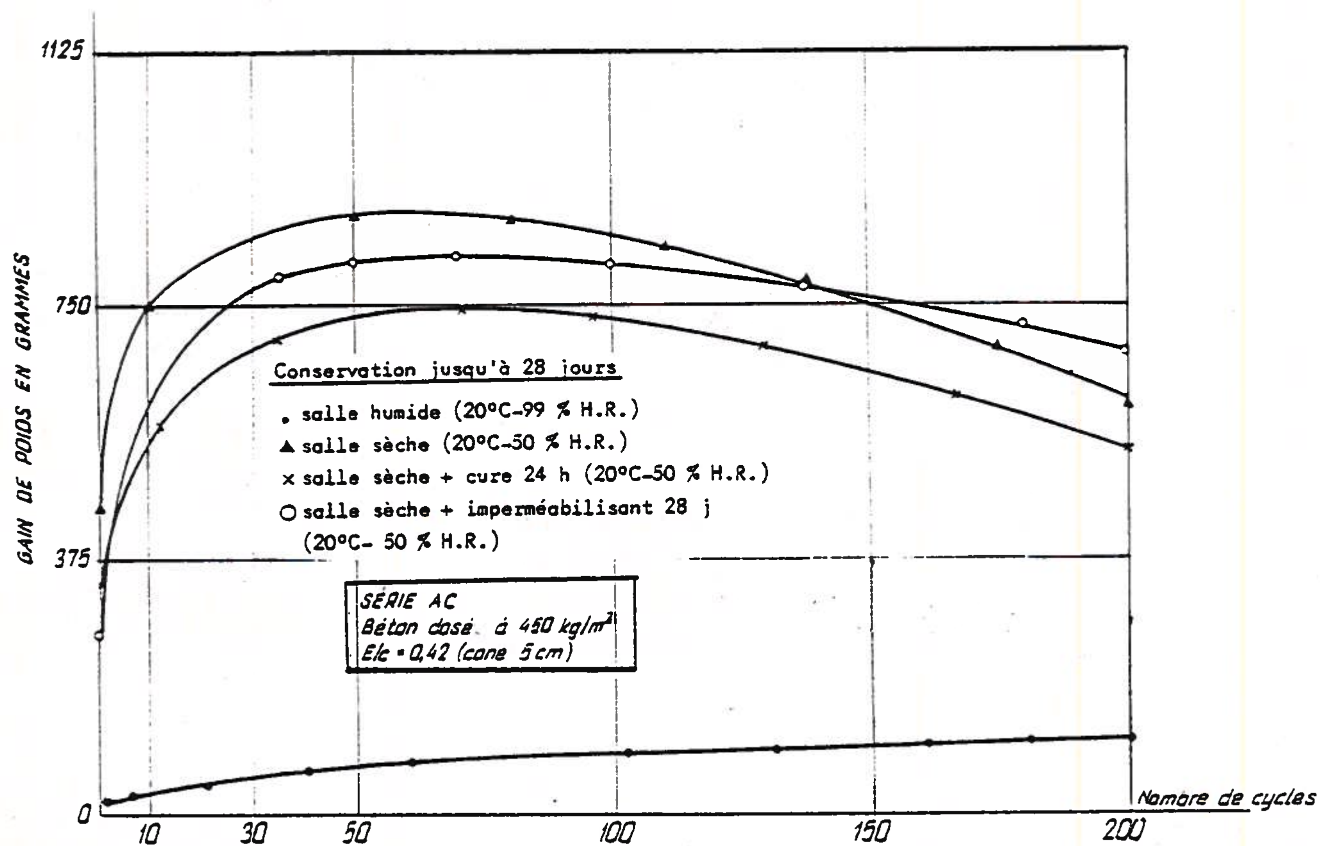
Conservation jusqu'à 28 jours
• salle humide (20° C - 99 % H.R)
▲ salle sèche (20° C - 50 % H.R.)
× salle sèche + cure (20° C - 50 % H.R.)
o salle sèche + imperméabilisant 28 jours (20° C - 50 % H.R.)

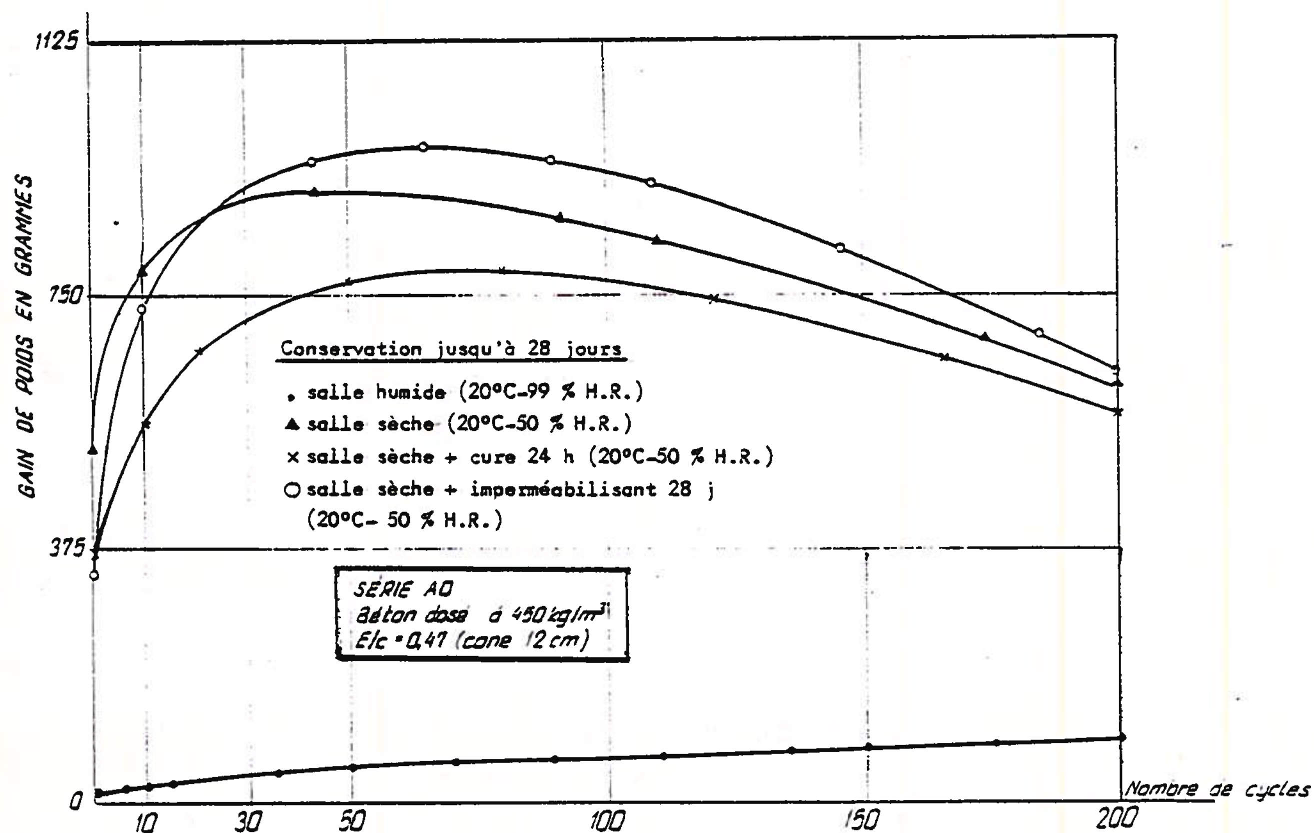
GAIN ET PERTE DE POIDS PENDANT LES CYCLES



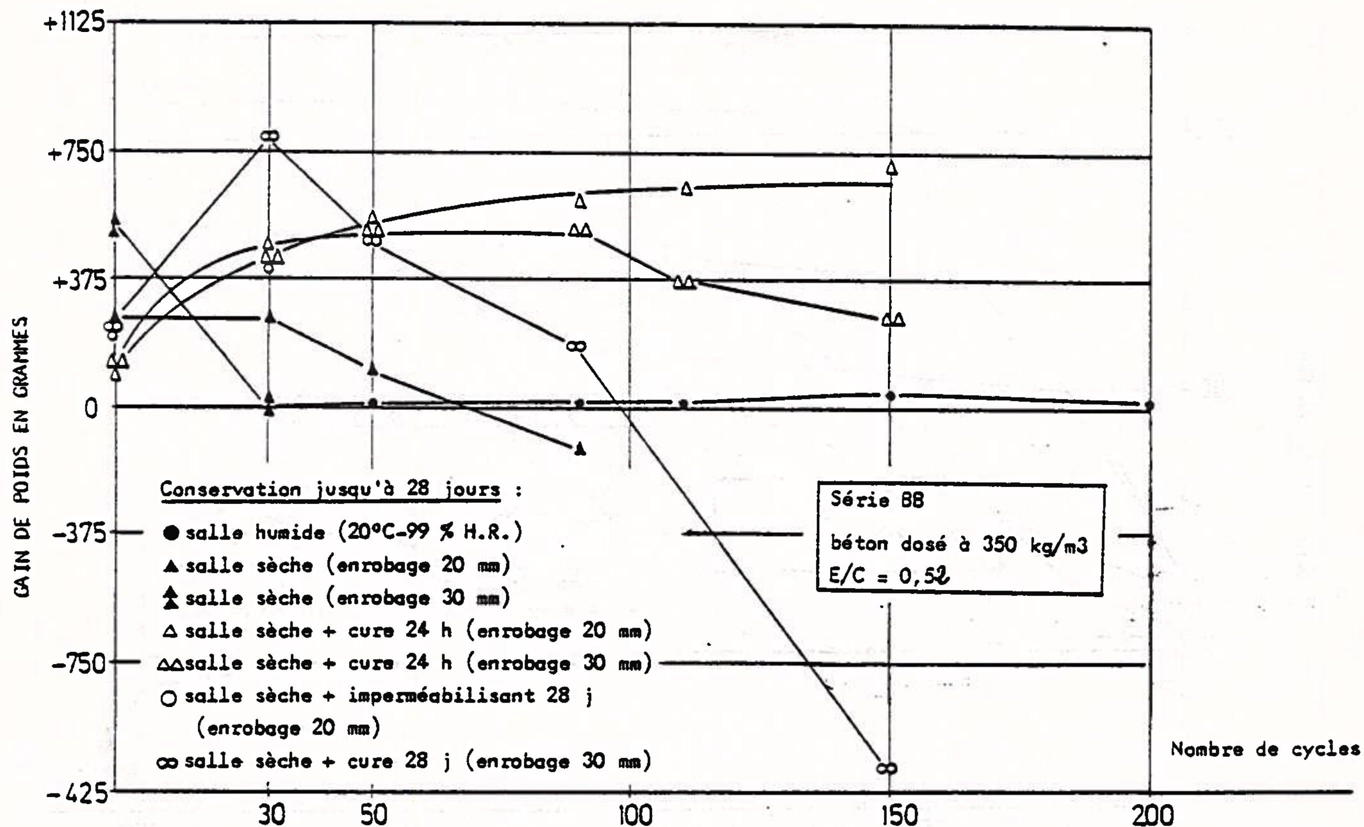


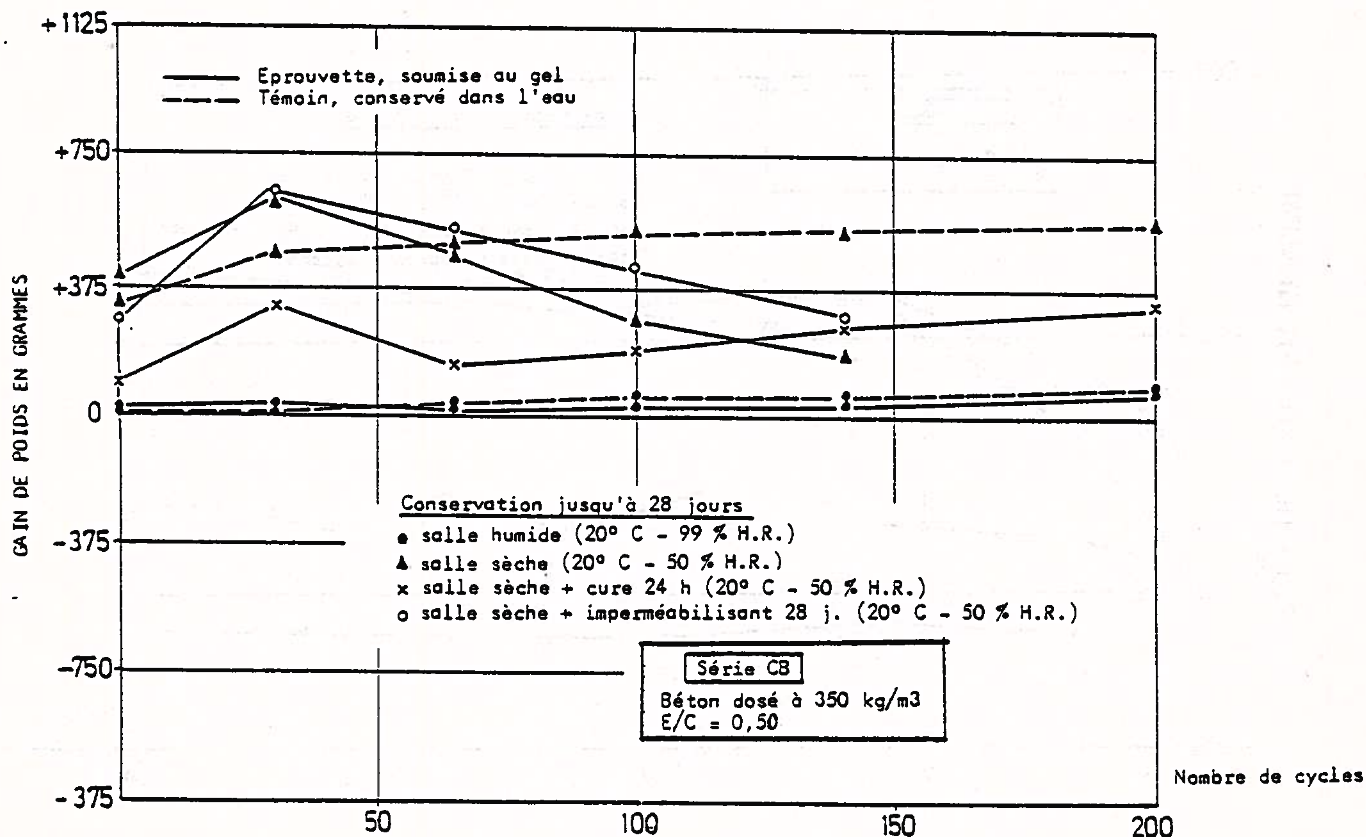
GAIN ET PERTE DE POIDS PENDANT LES CYCLES



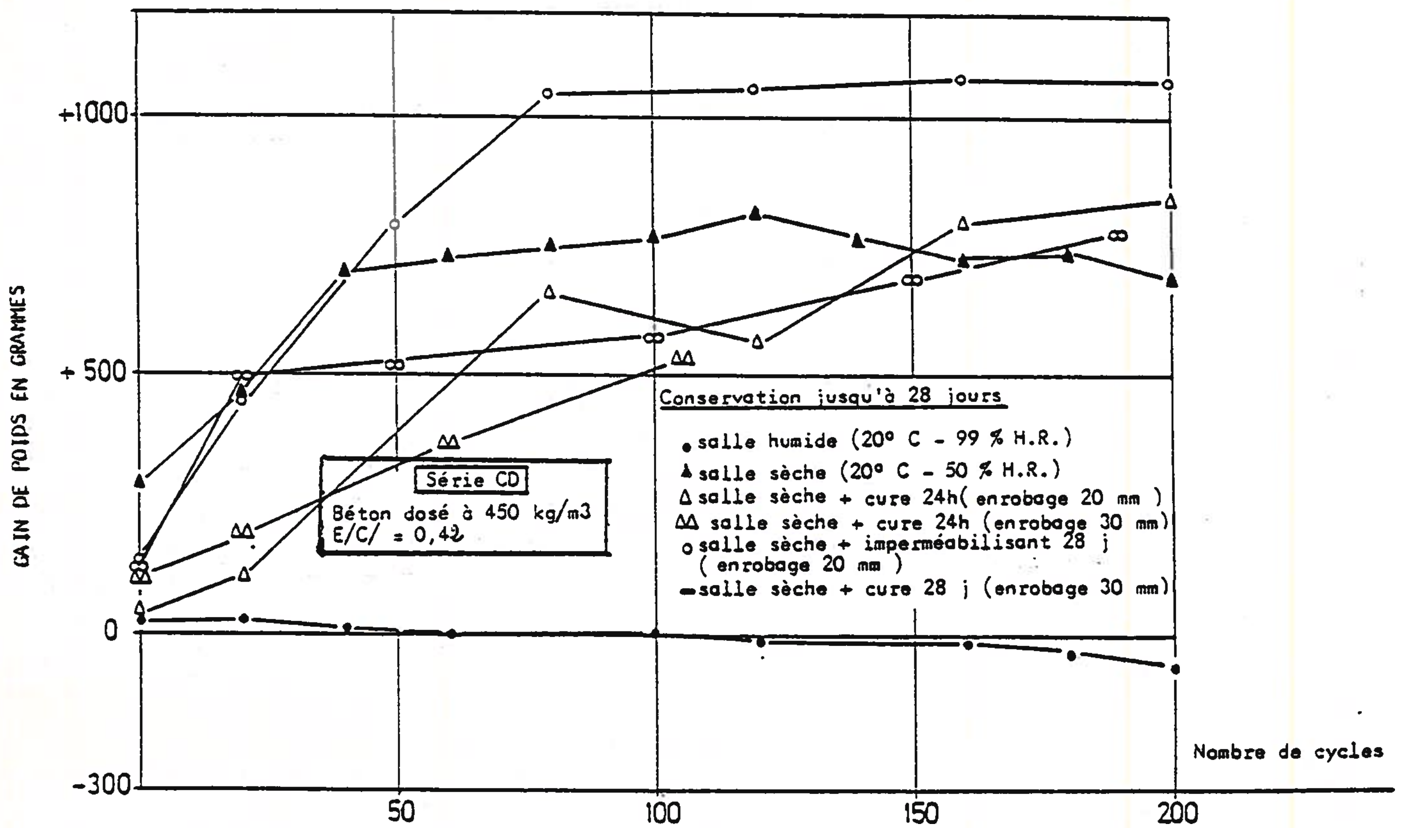


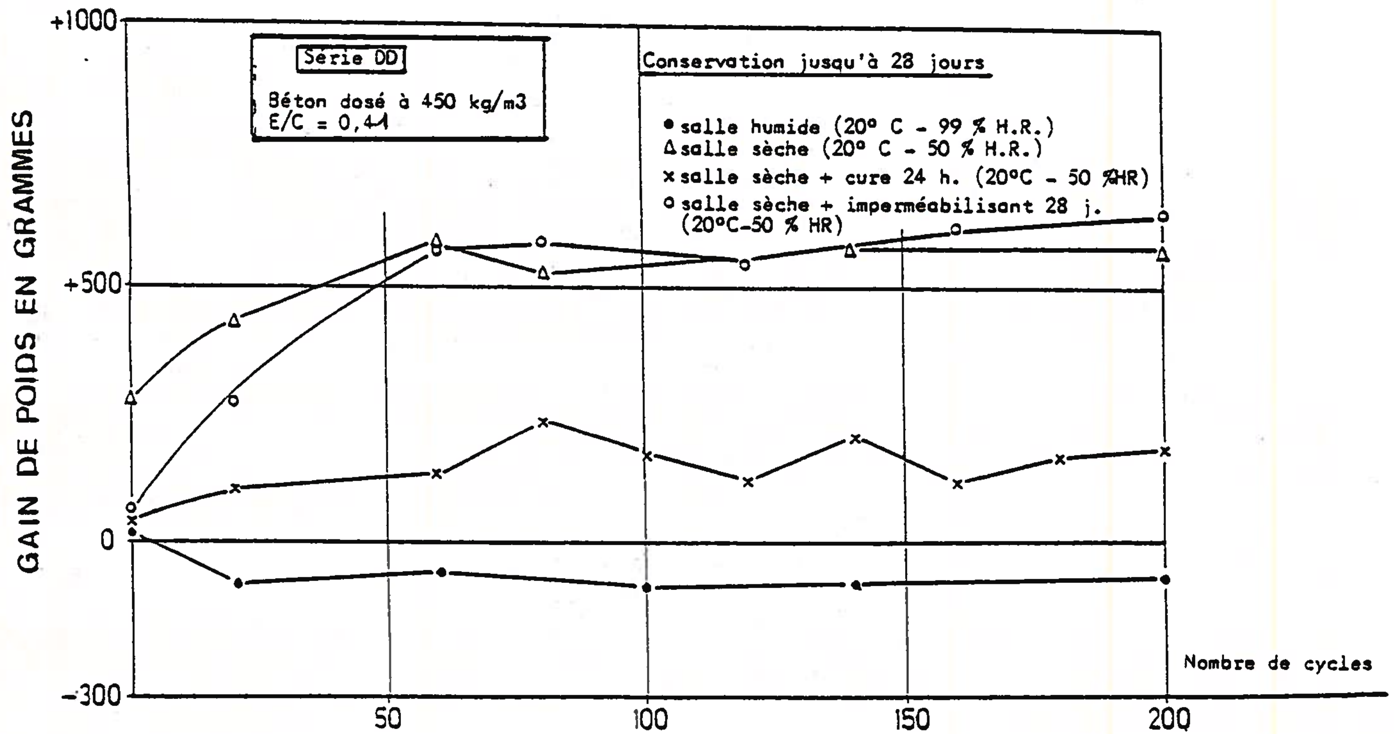
GAIN ET PERTE DE POIDS PENDANT LES CYCLES



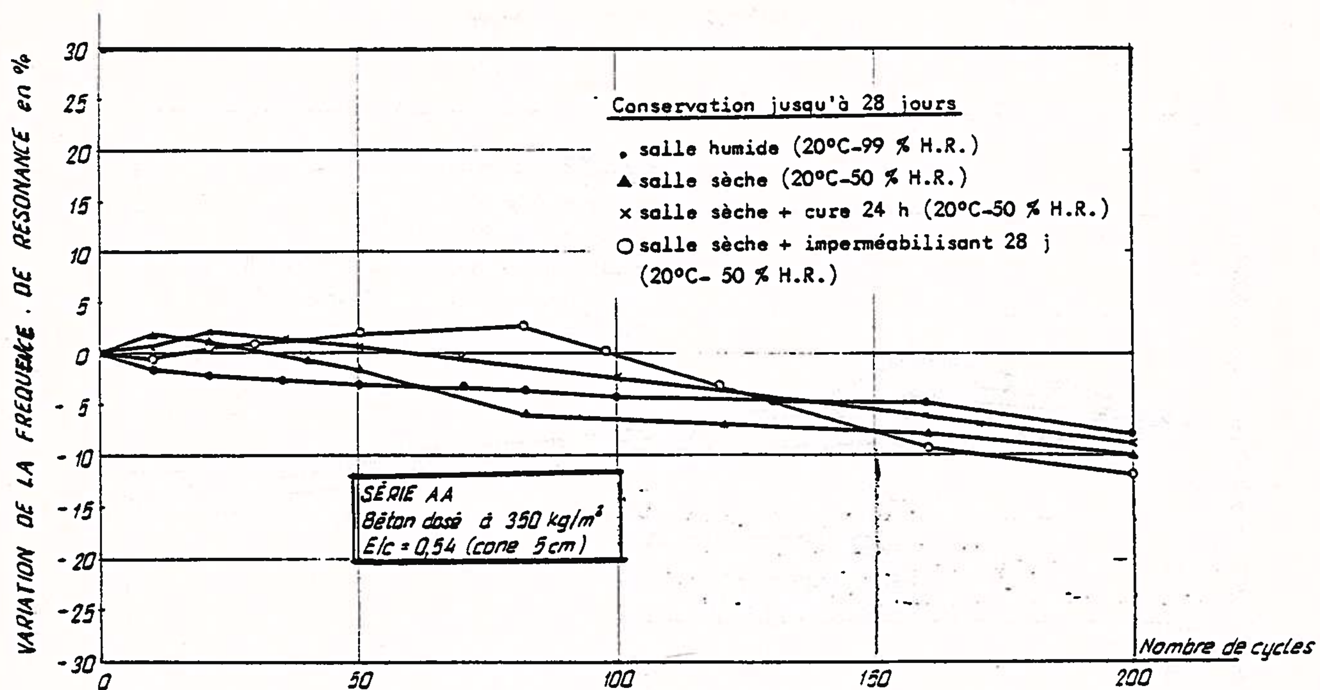


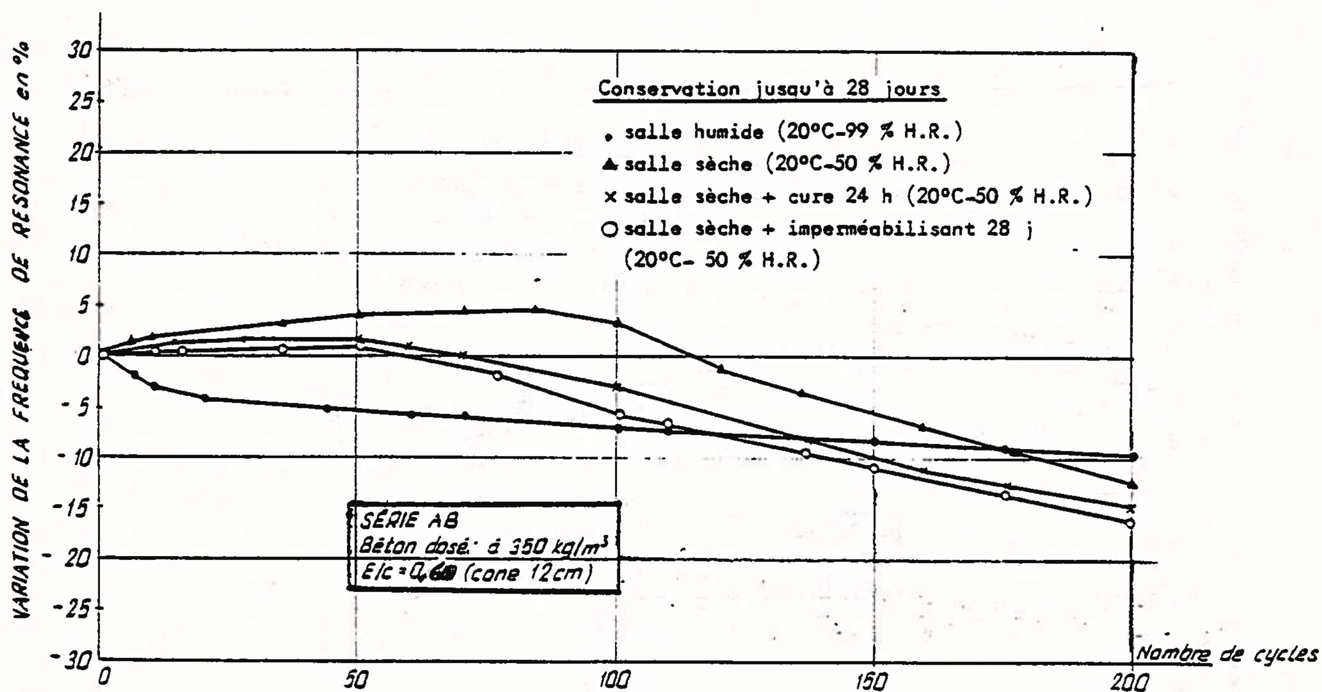
GAIN ET PERTE DE POIDS PENDANT LES CYCLES



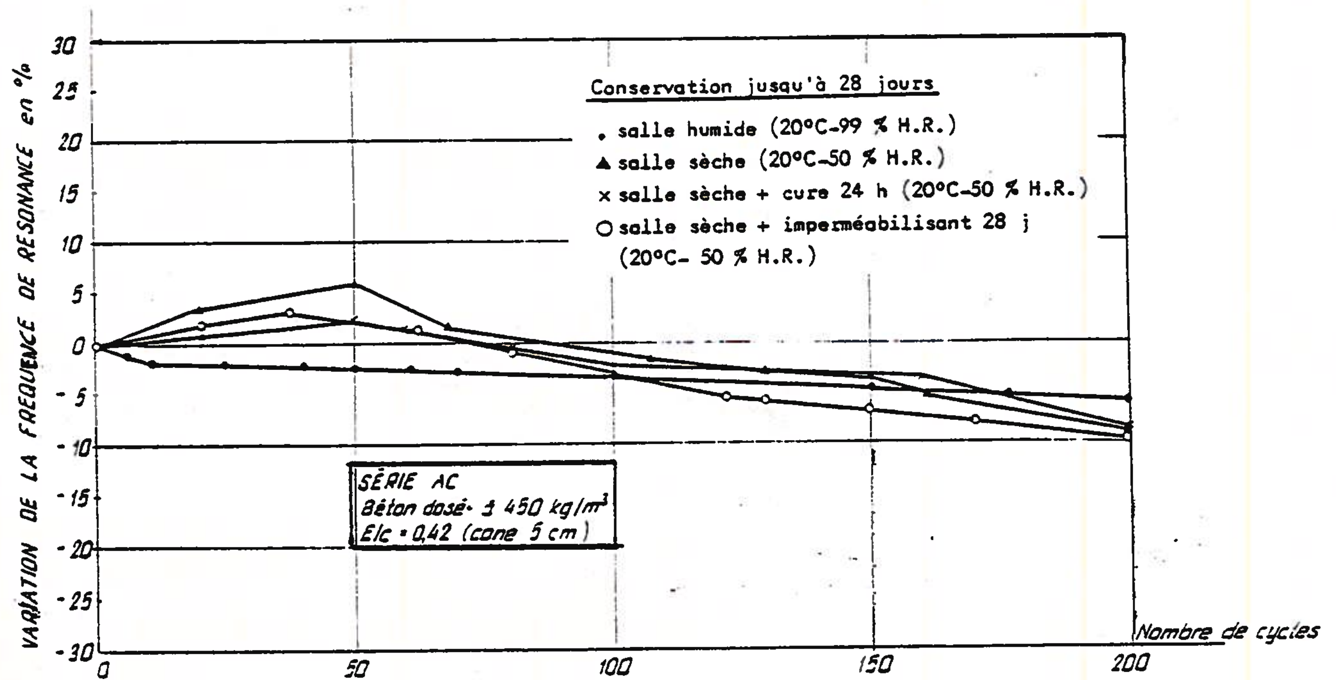


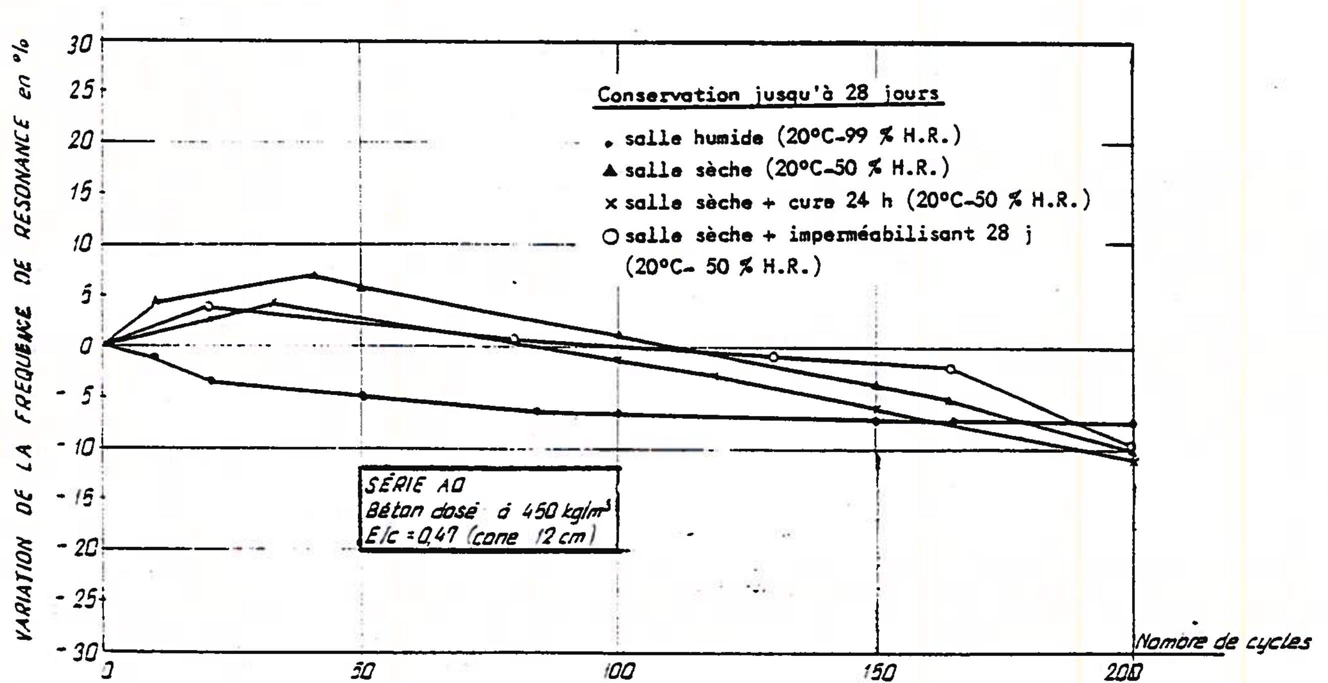
VARIATION DE LA FREQUENCE DE RESONANCE EN FONCTION DU NOMBRE DES CYCLES GEL-DEGEL



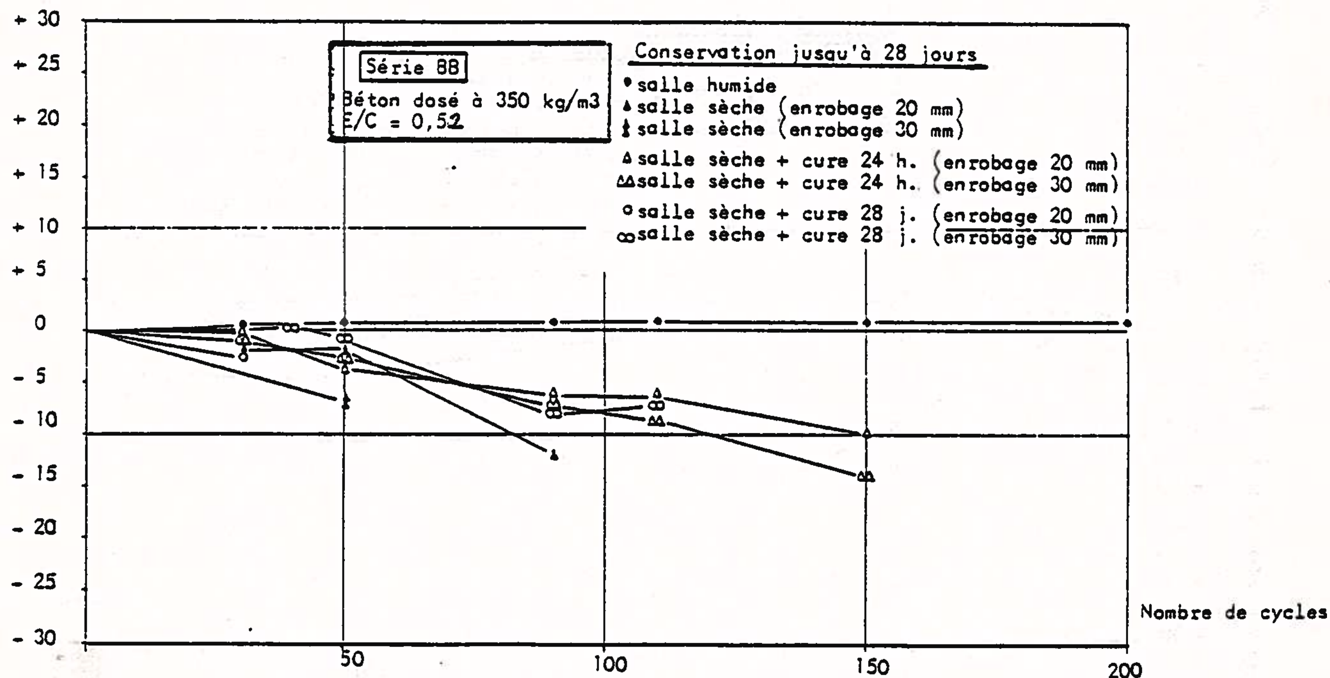


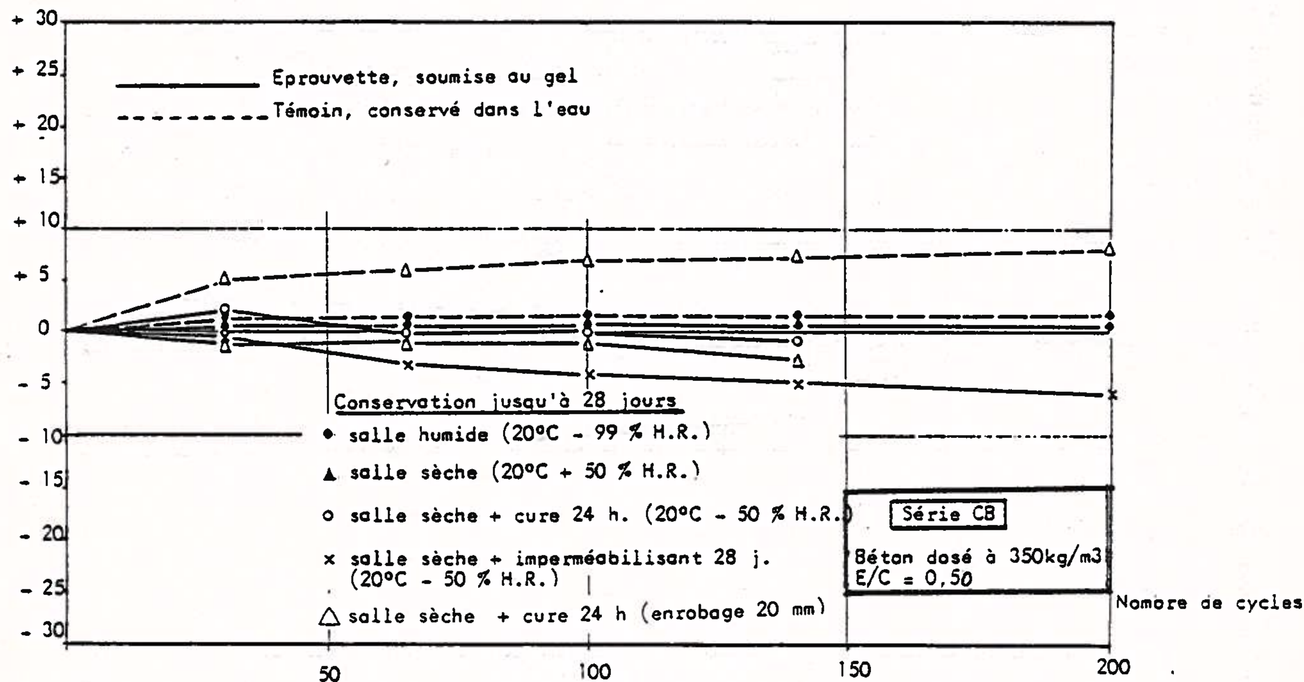
VARIATION DE LA FREQUENCE DE RESONANCE EN FONCTION DU NOMBRE DES CYCLES GEL-DEGEL



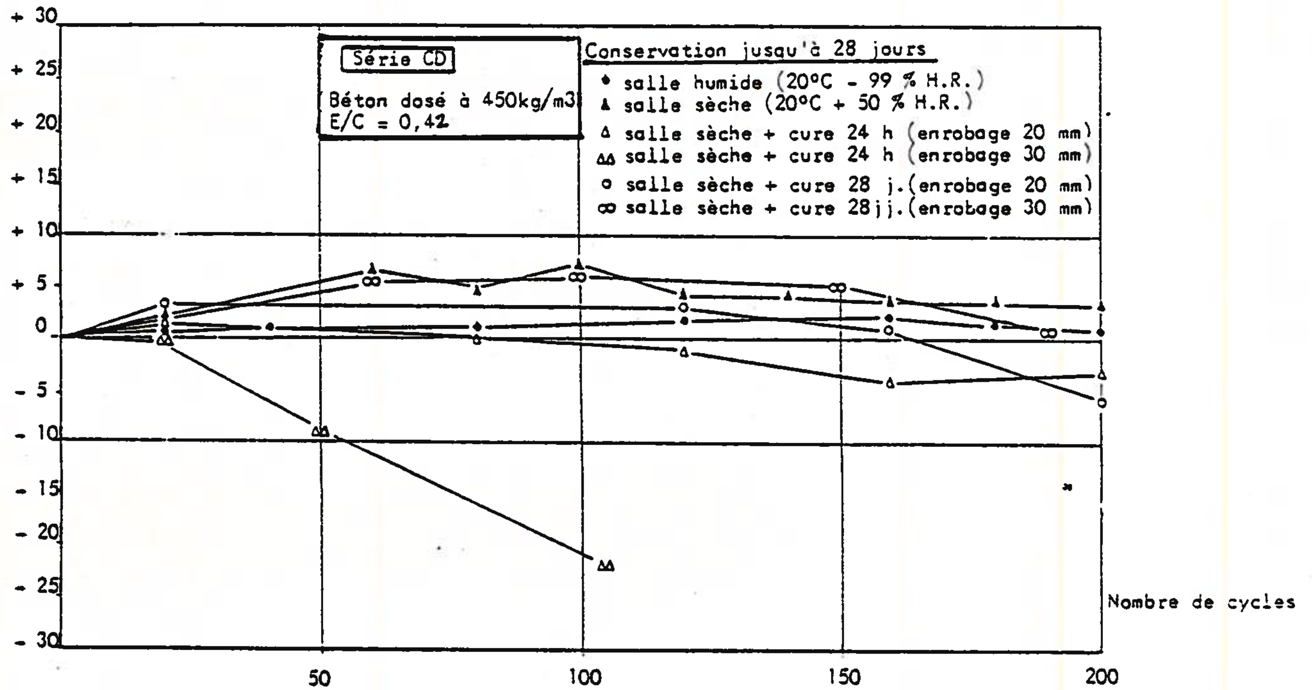


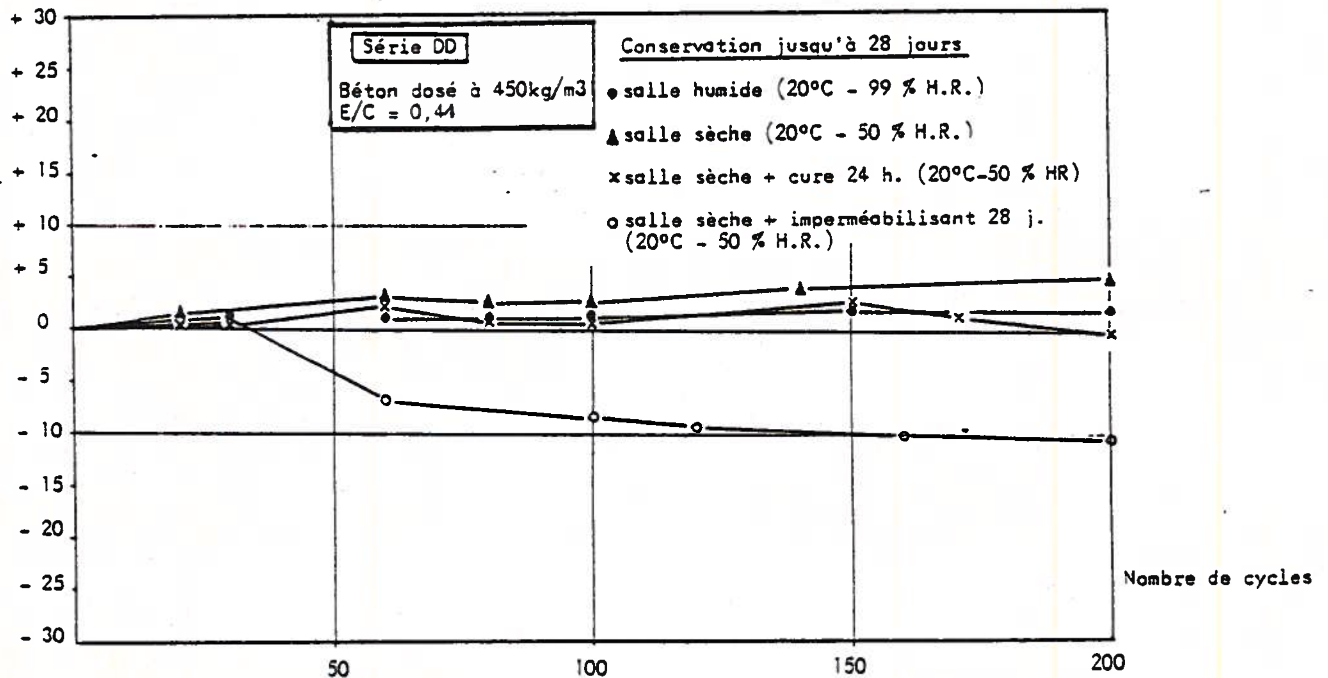
VARIATION DE LA FREQUENCE DE RESONANCE EN FONCTION DU NOMBRE DES CYCLES GEL-DEGEL

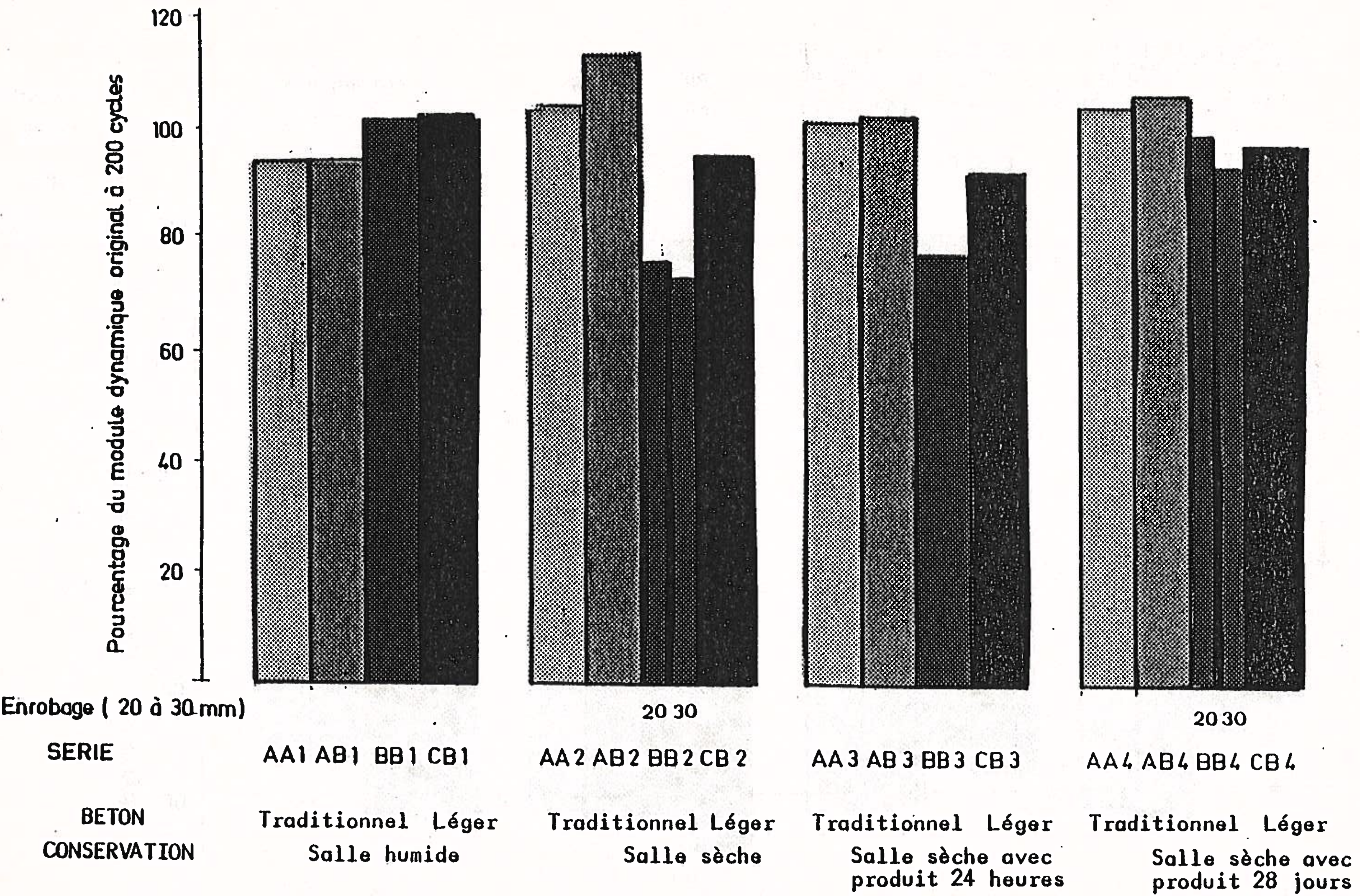




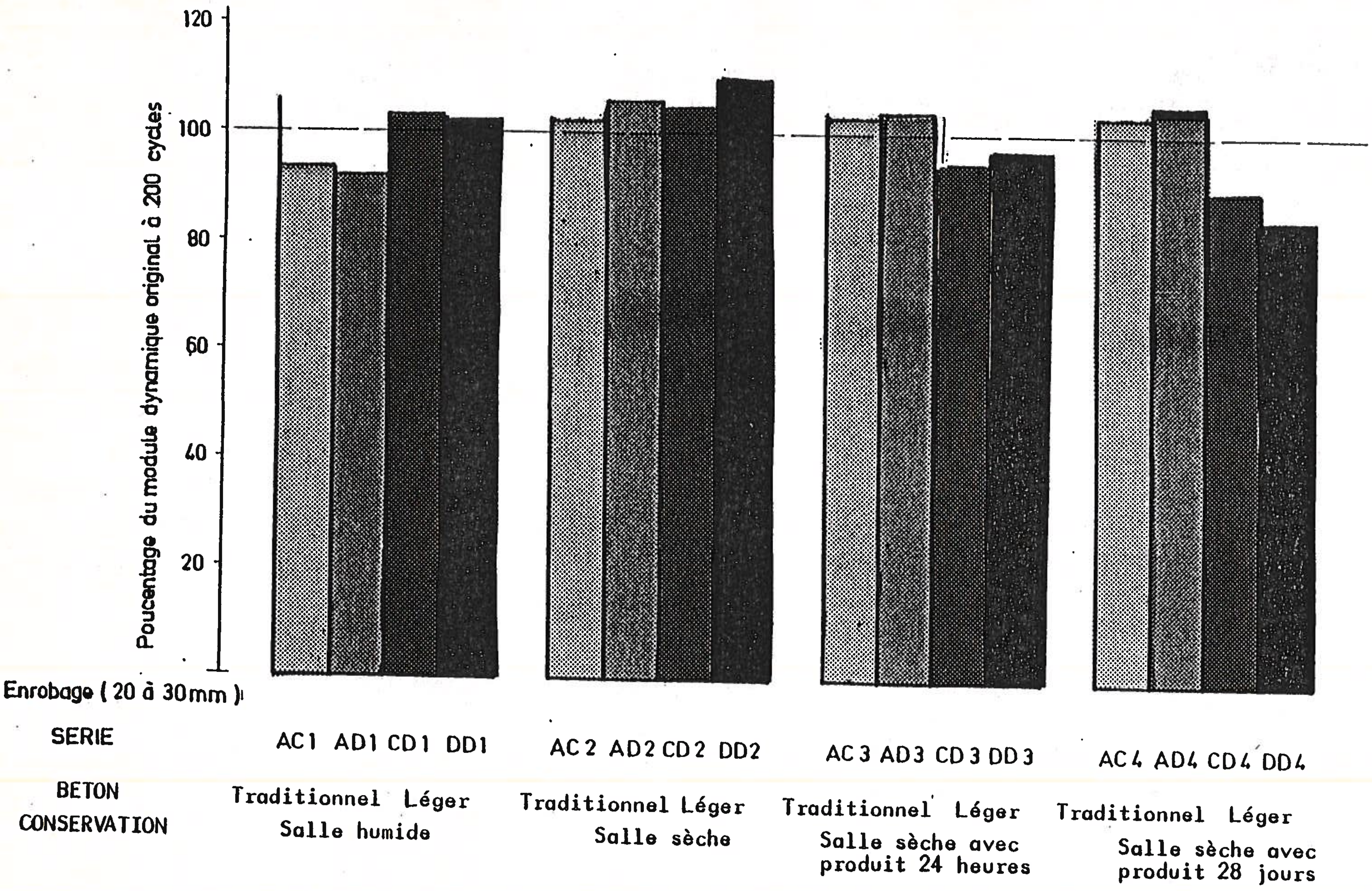
VARIATION DE LA FREQUENCE DE RESONANCE EN FONCTION DU NOMBRE DES CYCLES GEL-DEGEL



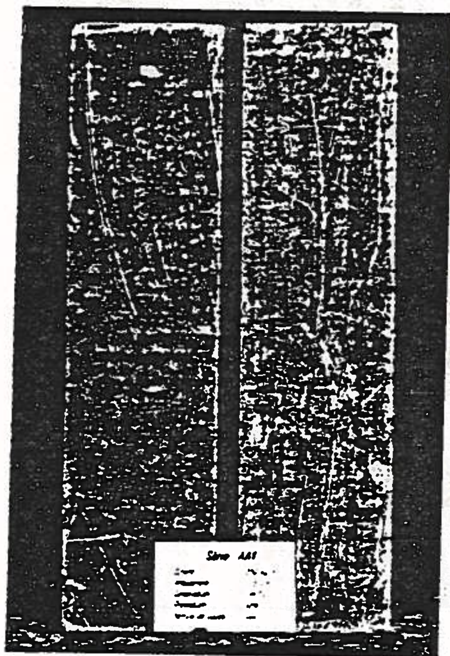


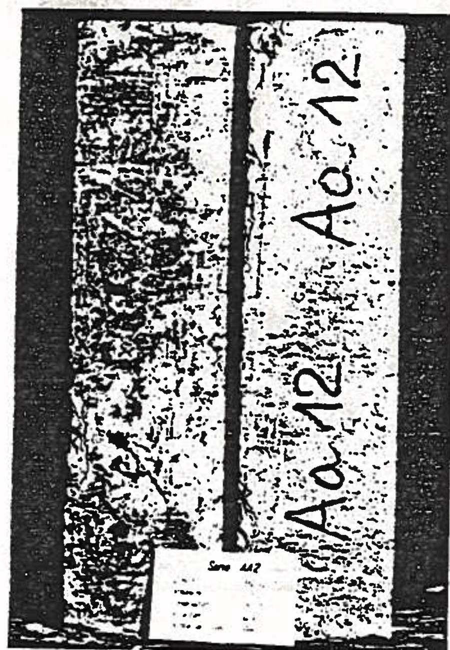


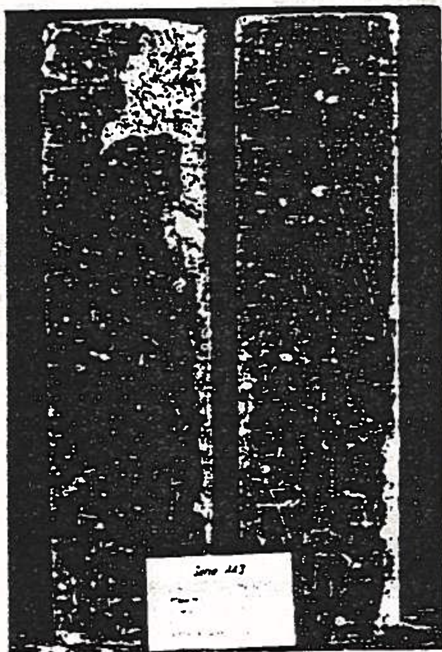
INFLUENCE DE LA CONSERVATION SUR LA DURABILITE POUR DES BETONS LEGERS ET TRADITIONNELS DOSES A 350 KG/M3

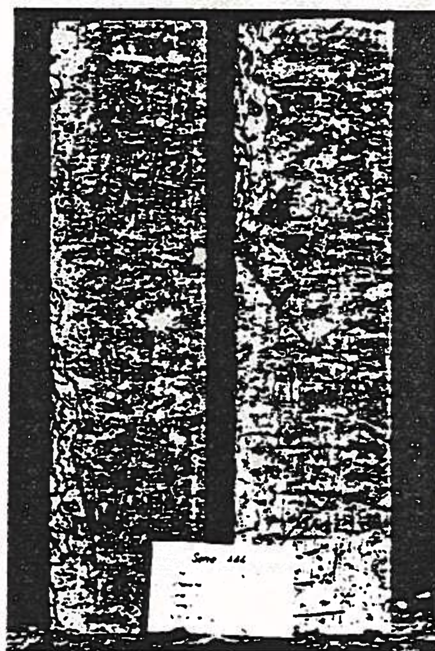


INFLUENCE DE LA CONSERVATION SUR LA DURABILITE POUR DES BETONS LEGERS ET TRADITIONNELS DOSES A 450 KG/M3





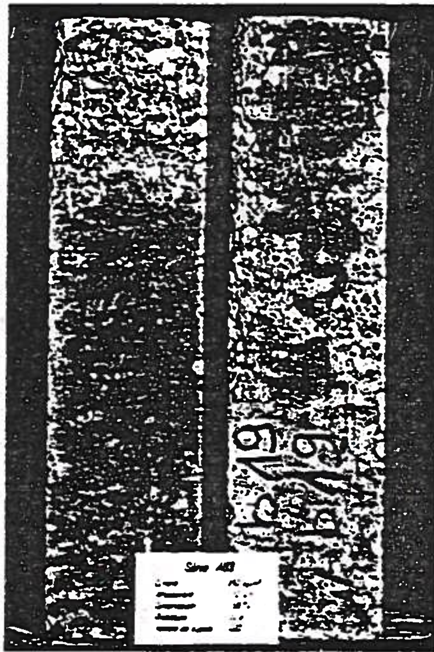




BETON TRADITIONNEL

Dosage en ciment : 350 kg/m3

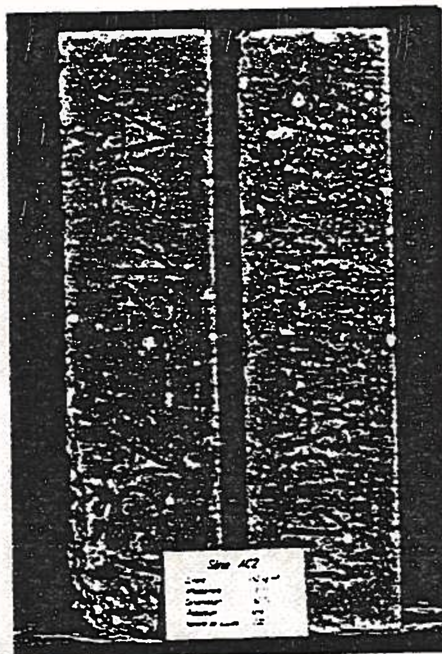
Affaissement : 5 cm

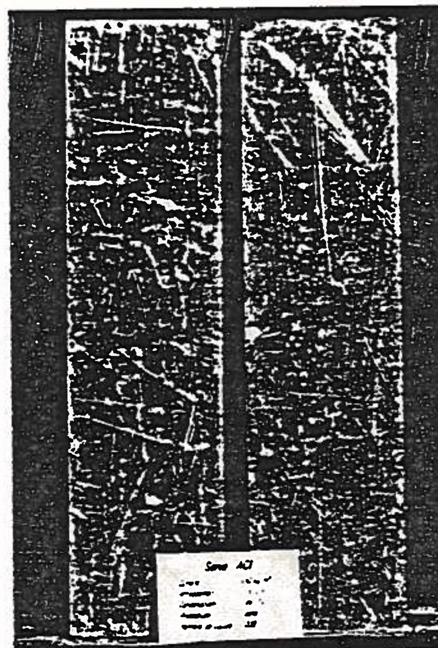


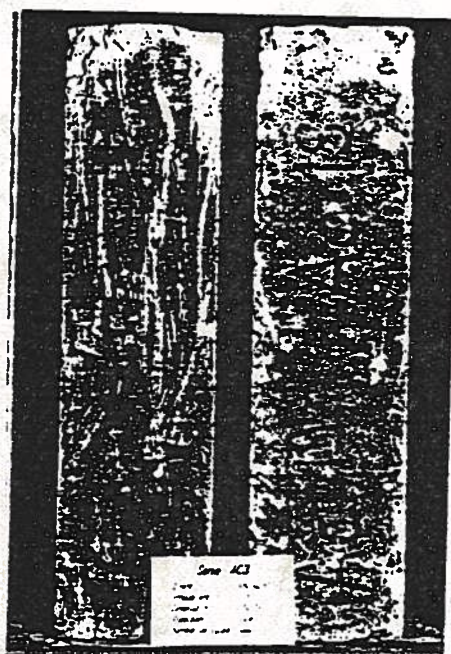
BETON TRADITIONNEL

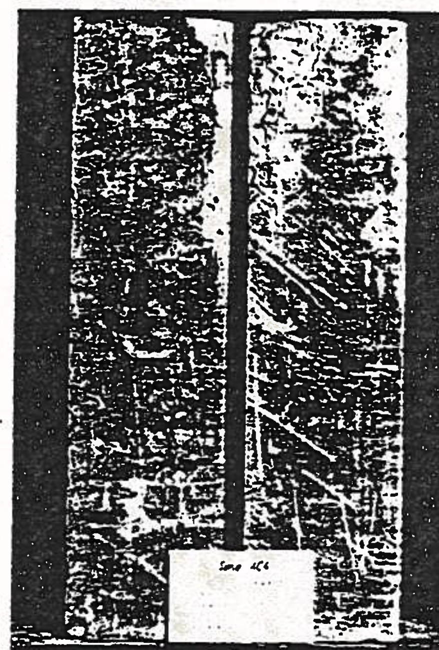
Dosage en ciment : 350 kg/m3

Affaissement : 12 cm





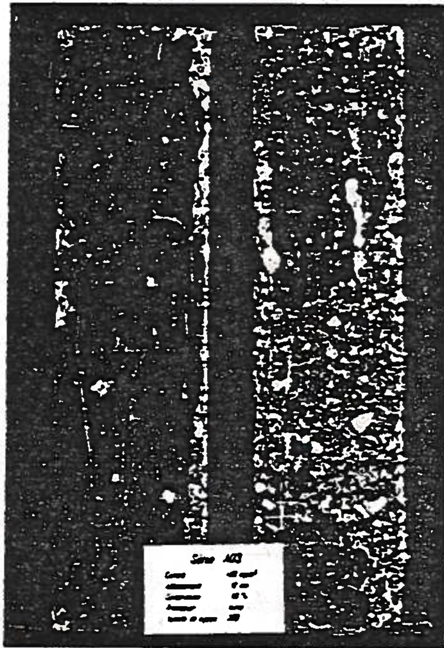


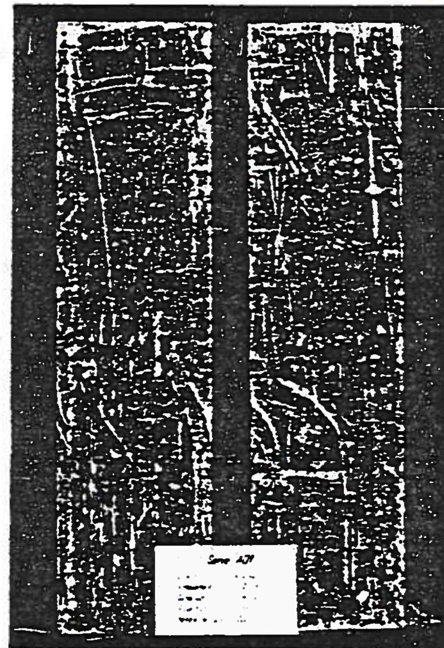


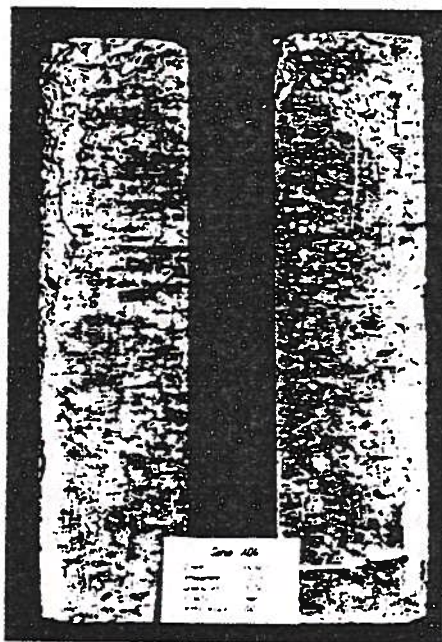
BETON TRADITIONNEL

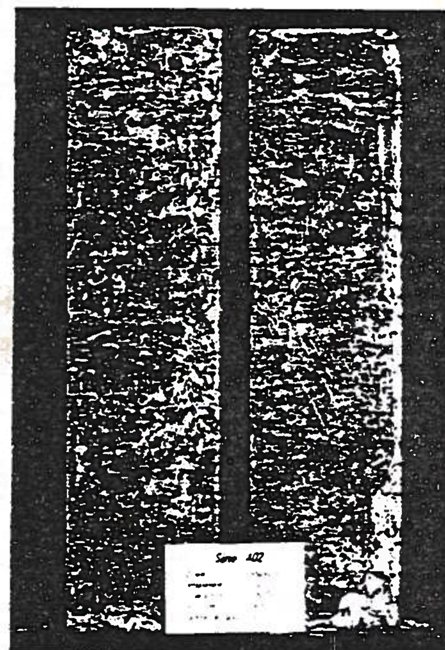
Dosage en ciment : 450 kg/m3

Affaissement : 5 cm





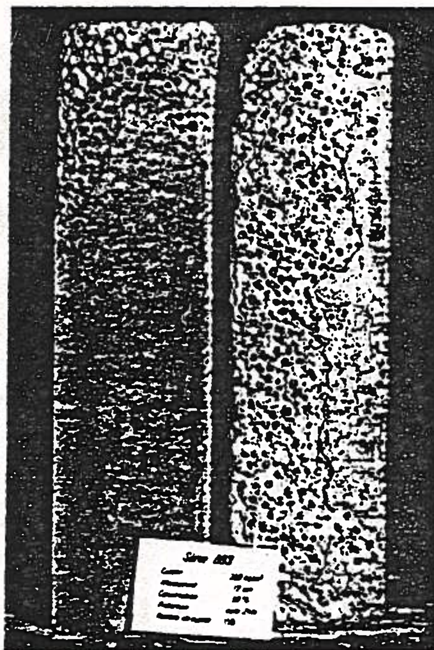


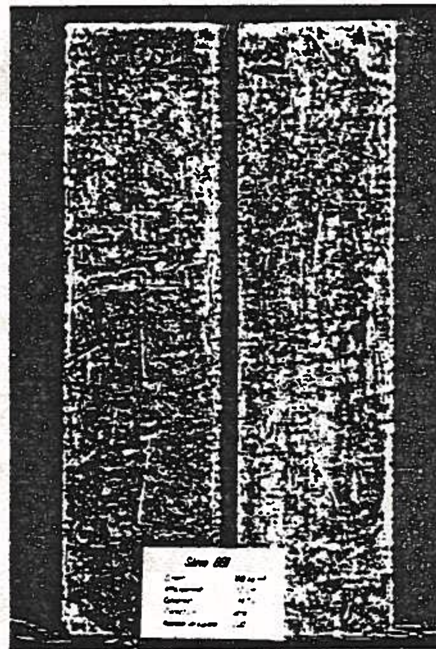


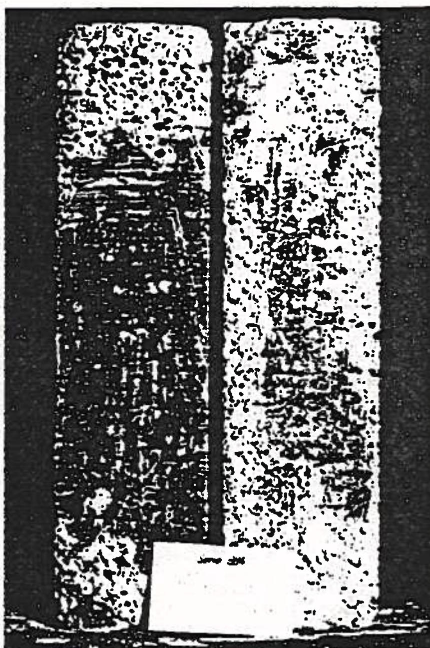
BETON TRADITIONNEL

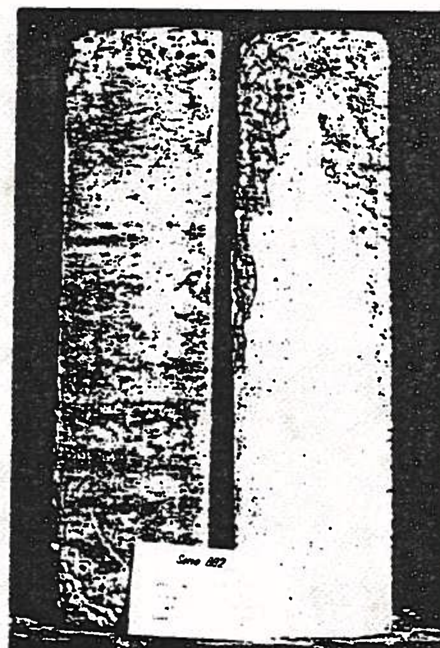
Dosage en ciment : 450 kg/m3

Affaissement : 12 cm





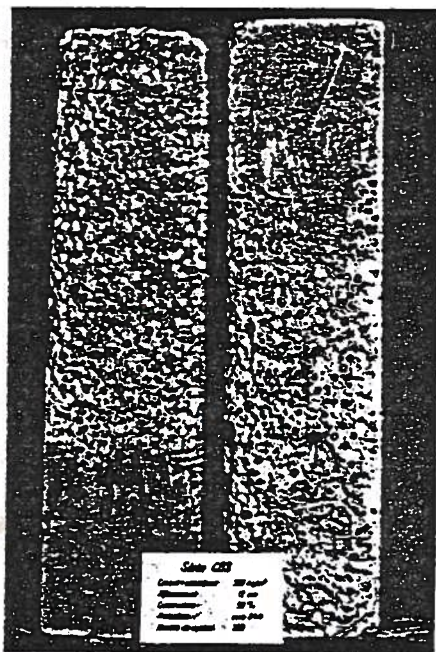


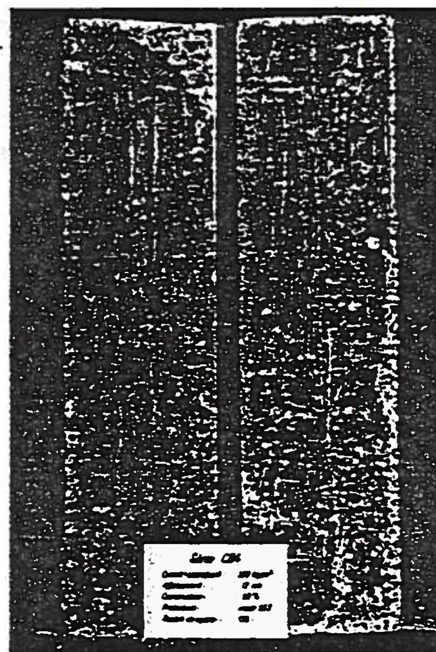


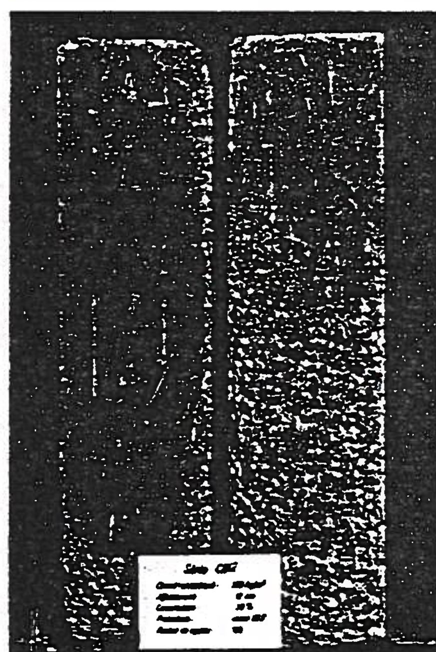
BETON LEGER

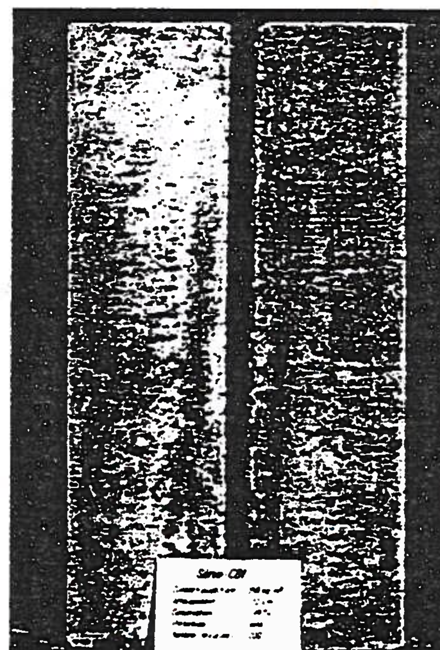
Dosage en ciment : 350 kg/m3

Affaissement : 12 cm





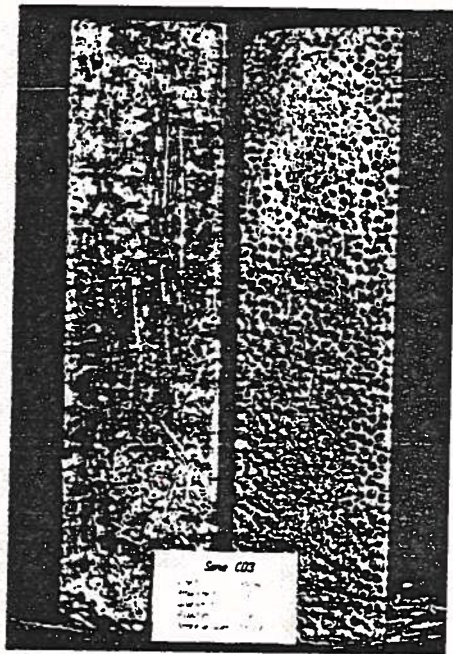


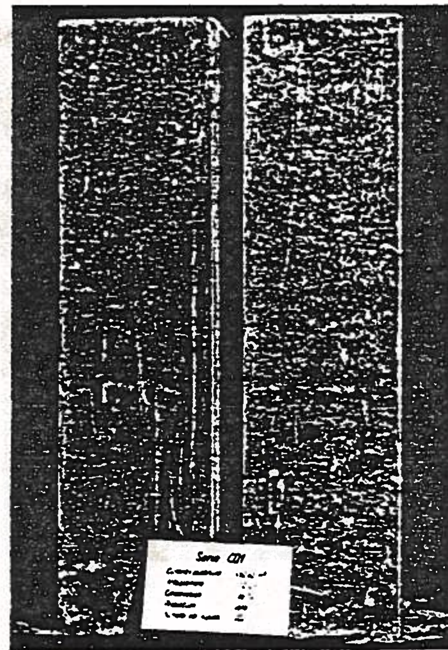


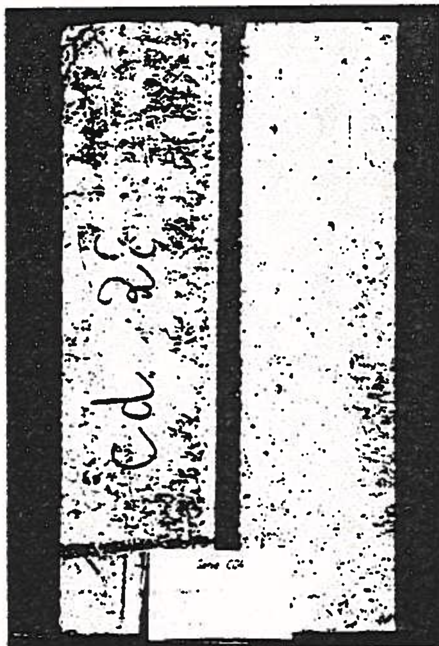
BETON LEGER

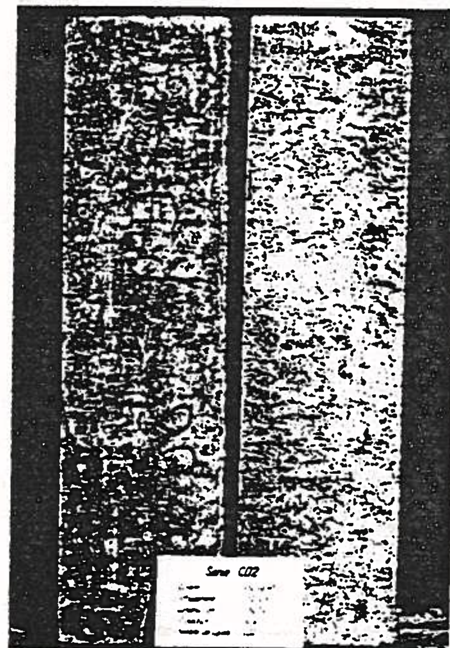
Dosage en ciment : 350 kg/m3 avec plastifiant

Affaissement : 12 cm





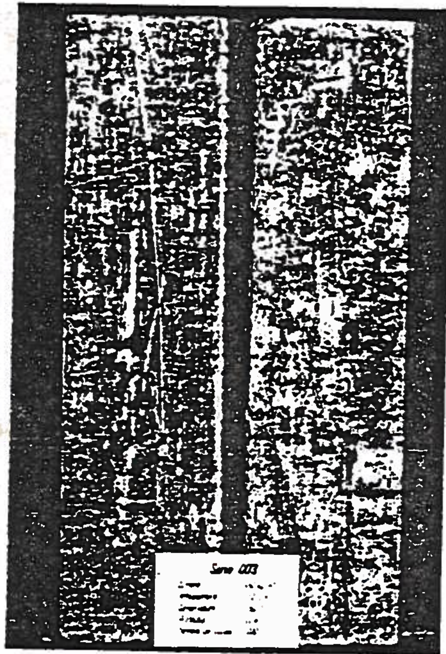


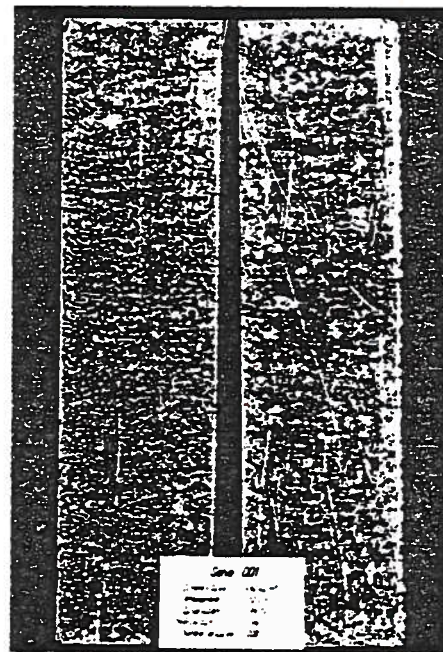


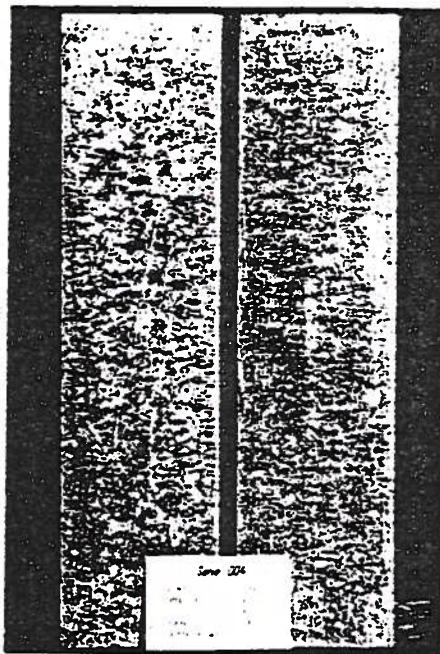
BETON LEGER

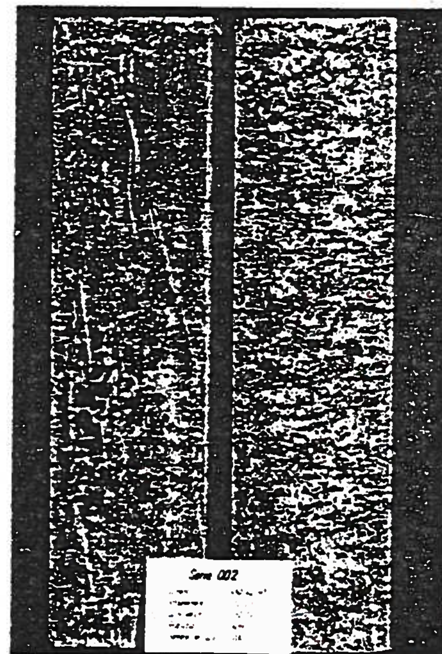
Dosage en ciment : 450 kg/m3 avec plastifiant

Affaissement : 12 cm









BETON LEGER

Dosage en ciment : 450 kg/m3 avec Filplast

Affaissement : 12 cm

BETON LEGER
série BB
dosage en ciment : 350 kg/m3
Affaissement : 12 cm

Temps	Conservation	Eprouvette n°	Poids (kg)	fréquence HZ	vitesse du son (m/s)	
					peau	coeur
	S.H	Bb1	19,130	2742	3470	3478
2j	S.H	Bb2	18,820	2752	3476	3489
	S.H	Bb3	19,040	2730	3469	3485
	S.H	Bb1	19,140	2930	3628	3666
7j	S.H	Bb2	18,825	2950	3709	3746
	S.H.	Bb3	19,055	2940	3627	3642
	S.H.	Bb1	19,150	3027	3710	3721
14j	S.H.	Bb2	18,830	3045	3712	3701
	S.H.	Bb3	19,070	3018	3729	3719
	S.H.	Bb1	19,170	3094	3793	3820
28j	S.H.	Bb2	18,840	3090	3767	3810
	S.H.	Bb3	19,090	3072	3788	3768
	S.S.	Bb5	19,140	2719	3424	3432
2j	S.S.	Bb6	19,050	2718	3403	3407
	S.S.	Bb7	19,080	2702	3400	3417
	S.S.	Bb5	19,070	2884	3565	3580
7j	S.S.	Bb6	19,015	2892	3561	3571
	S.S.	Bb7	19,025	2876	3560	3573
	S.S.	Bb5	19,000	2940	3637	3647
14j	S.S.	Bb6	18,860	2935	3649	3668
	S.S.	Bb7	18,870	2928	3646	3666
	S.S.	Bb5	18,990	2972	3711	3753
28j	S.S.	Bb6	18,890	2982	3668	3721
	S.S.	Bb7	18,870	2968	3686	3730

NOTA

S.H. salle humide (20°C - 99 % H.R.)
S.S. salle sèche (20°C - 50 % H.R.)
S.S. + cure salle sèche + produit protecteur 24 h

BETON LEGER série BB Dosage en ciment : 350 kg/m3 Affaissement : 12 cm						
Temps	conser-vation	Eprouvette n°	Poids (kg)	fréquence HZ	vitesse du son (m/s)	
					peau	coeur
2j	S.S+cure	Bb9	19,040	2777	3470	3481
	S.S+cure	Bb10	19,160	2795	3454	3461
	S.S+cure	Bb11	19,100	2774	3436	3476
7j	S.S+cure	Bb9	19,000	2903	3599	3718
	S.S+cure	Bb10	19,120	2943	3640	3640
	S.S+cure	Bb11	19,115	2963	3630	3640
14j	S.S+cure	Bb9	18,940	3007	3696	3704
	S.S+cure	Bb10	19,090	3021	3711	3743
	S.S+cure	Bb11	19,100	3041	3700	3716
28j	S.S+cure	Bb9	18,840	3065	3752	3778
	S.S+cure	Bb10	19,020	3060	3733	3748
	S.S+cure	Bb11	18,990	3055	3738	3751

BETON LEGER
série BB
Dosage en ciment : 350 kg/m3
Affaissement : 12 cm

n° de cycles	conservation jusqu'à 28j	Eprouvette n°	Enrobage (mm)	Poids sec (g)	poids humide (g)	fréquence sec HZ	fréquence humide HZ
0	S.H	Bb16	20	21300	21320	3406	3415
0	S.H	Bb17	30	21310	21315	3400	3405
10	S.H	Bb16	20		21320		3415
10	S.H	Bb17	30		21315		3410
20	S.H	Bb16	20		21320		3418
20	S.H	Bb17	30		21315		3415
30	S.H	Bb16	20		21320		3424
30	S.H	Bb17	30		21315		3420
50	S.H	Bb16	20		21330		3428
50	S.H	Bb17	30		21320		3420
80	S.H	Bb16	20		21330		3430
80	S.H	Bb17	30		21325		3420
100	S.H	Bb16	20		21340		3430
100	S.H	Bb17	30		21330		3425
120	S.H	Bb16	20		21340		3436
120	S.H	Bb17	30		21330		3428
150	S.H	Bb16	20		21360		3435
150	S.H	Bb17	30		21340		3430
180	S.H	Bb16	20		21360		3450
180	S.H	Bb17	30		21350		3440
200	S.H	Bb16	20		21330		3447
200	S.H	Bb17	30		21335		3445

- BETON LEGER série BB Dosage en ciment : 350 kg/m3 Affaissement : 12 cm									
n° des cycles	conservation jusqu'à 28 j	éprouvette n°	enrobage(mm)	poids sec(g)	poids humide (g)	fréquence sec HZ	fréquence humide (HZ)		
0	S.S	Bb20	20	21060	21370	3295	3310		
0	S.S	Bb21	30	20660	21180	3265	3270		
10	S.S	Bb20	20		21600		3300		
10	S.S	Bb21	30		21200		2960		
20	S.S	Bb20	20		21630		3280		
20	S.S	Bb21	30		21180		2900		
30	S.S	Bb20	20		21680		3250		
30	S.S	Bb21	30		21170		2800	taux d'écaillage >3	
50	S.S	Bb20	20		21490		3285		
50	S.S	Bb21	30		-		-		
80	S.S	Bb20	20		21280		2980	taux d'écaillage >3	
80	S.S	Bb21	30		-		-		
92	S.S	Bb20	20		21260		2900		
92	S.S	Bb21	30		-		-		

BETON LEGER
série BB
Dosage en ciment : 350 kg/m3
Affaissement : 12 cm - produit de protection à 24 h

nº des cycles	conservation jusqu'à 28 j	éprouvette nº	enrobage (mm)	poids sec (g)	poids humide (g)	fréquence sec (HZ)	fréquence humide (HZ)
0	S.S+cure	Bb24	20	20800	20900	2313	3320
0	S.S+cure	Bb25	30	21050	21160	3308	3330
10	S.S+cure	Bb24	20		21100		3310
10	S.S+cure	Bb25	30		21280		3315
20	S.S+cure	Bb24	20		21280		3300
20	SS+cure	Bb25	30		21380		3300
30	SS+cure	Bb24	20		21380		3292
30	SS+cure	Bb25	30		21600		3280
50	SS+cure	Bb24	20		21450		3207
50	SS+cure	Bb25	30		21660		3200
80	SS+cure	Bb24	20		21480		3185
80	SS+cure	Bb25	30		21650		3180
100	SS+cure	Bb24	20		21500		3130
100	SS+cure	Bb25	30		21680		3085
120	SS+cure	Bb24	20		21480		3100
120	SS+cure	Bb25	30		21610		3065
150	SS+cure	Bb24	20		21470		2976 taux d'écaillage ≥ 3
150	SS+cure	Bb25	30		21400		2900 taux d'écaillage ≥ 3

BETON LEGER
série BB
Dosage en ciment : 350 kg/m3
Affaissement : 12 cm - produit de protection à 28 j

n° des cycles	conservation jusqu'à 28 j	éprouvette n°	enrobage (mm)	poids sec (g)	poids humide (g)	fréquence sec (Hz)	fréquence humide (Hz)		
0	SS+cure	Bb27	20	20840	21040	3283	3298		
0	SS+cure	Bb28	30	20740	20940	3290	3290		
10	SS+cure	Bb27	20		21200		3180		
10	SS+cure	Bb28	30		21160		3288		
20	SS+cure	Bb27	20		21285		3200		
20	SS+cure	Bb28	30		21480		3300		
30	SS+cure	Bb27	20		21320		3220	taux d'écaillage >3	
30	SS+cure	Bb28	30		21720		3310		
50	SS+cure	Bb27	20		-		-		
50	SS+cure	Bb28	30		21460		3212		
80	SS+cure	Bb27	20		-		-		
80	SS+cure	Bb28	30		20780		3200		
100	SS+cure	Bb27	20		-		-		
100	SS+cure	Bb28	30		20320		3230		
110	SS+cure	Bb27	20		-		-		
110	SS+cure	Bb28	30		19620		3250	taux d'écaillage >3	

BETON LEGER
série CD
Dosage en ciment : 450 kg/m3 avec plastifiant
Affaissement : 12 cm

Temps	conservation	éprouvette n°	poids (kg)	fréquence (HZ)	Vitesse du son (m/s)	
					peau	coeur
	S.H	Cd1	20,350	2841	3595	3600
2 j	S.H	Cd2	20,360	2850	3593	3610
	S.H	Cd3	20,340	2846	3612	3615
	S.H	Cd1	20,330	3070	3766	3791
7 j	S.H	Cd2	20,340	3080	3771	3791
	S.H	Cd3	20,320	3055	3778	3792
	S.H	Cd1	20,320	3148	3966	4054
14 j	S.H	Cd2	20,320	3148	3942	3969
	S.H	Cd3	20,300	3150	3959	3995
	S.H	Cd1	20,320	3200	4028	4060
28 j	S.H	Cd2	20,320	3202	4027	4007
	S.H	Cd3	20,290	3207	4010	4034
	S.S	Cd5	20,310	2847	3587	3593
2 j	S.S	Cd6	20,250	2835	3579	3581
	S.S	Cd7	20,320	2839	3581	3601
	S.S	Cd5	20,070	2998	3734	3772
7 j	S.S	Cd6	20,050	2992	3770	3780
	S.S	Cd7	20,110	2995	3771	3775
	S.S	Cd5	19,940	3118	3942	3964
14 j	S.S	Cd6	19,910	3054	3946	3939
	S.S	Cd7	19,980	3093	3934	3952
	S.S	Cd5	19,860	3130	3972	4003
28 j	S.S	Cd6	19,820	3070	3980	3997
	S.S	Cd7	19,880	3090	3983	3997

BETON LEGER
série CD
Dosage en ciment : 450 kg/m3 avec plastifiant
Affaissement : 12 cm

Temps	conser-vation	éprou-vette n°	poids (kg)	fréquence (HZ)	Vitesse du son (m/s)	
					peau	coeur
	SS+cure	Cd9	20,280	2852	3603	3618
2 j	SS+cure	Cd10	20,570	2843	3606	3598
	SS+cure	Cd11	20,230	2832	3610	3605
	SS+cure	Cd9	20,110	3055	3771	3790
7 j	SS+cure	Cd10	20,430	3095	3762	3782
	SS+cure	Cd11	20,090	3060	3761	3774
	SS+cure	Cd9	20,040	3154	3951	3953
14 j	SS+cure	Cd10	20,340	3160	3942	3939
	SS+cure	Cd11	20,030	3172	3941	3945
	SS+cure	Cd9	19,920	3160	4000	4022
28 j	SS+cure	Cd10	20,240	3182	4005	4028
	SS+cure	Cd11	19,920	3170	4012	4027

BETON LEGER
série CD
Dosage en ciment : 450 kg/m3 avec plastifiant
Affaissement : 12 cm

n° des cycles	conservation jusqu'à 28 j	éprouvette n°	enrobage (mm)	poids sec (g)	poids humide (g)	fréquence sec (HZ)	fréquence humide (HZ)
0	S.H	Cd16	20	21660	21680	3423	3424
0	S.H	Cd17	30	21640	21670	3458	3462
10	S.H	Cd16	20		21680		3430
10	S.H	Cd17	30		21680		3464
20	S.H	Cd16	20		21690		3436
20	S.H	Cd17	30		21680		3464
30	S.H	Cd16	20		21680		3432
30	S.H	Cd17	30		21680		3460
50	S.H	Cd16	20		21680		3440
50	S.H	Cd17	30		21680		3486
80	S.H	Cd16	20		21680		3475
80	S.H	Cd17	30		21680		3478
100	S.H	Cd16	20		21680		3480
100	S.H	Cd17	30		21670		3490
120	S.H	Cd16	20		21640		3478
120	S.H	Cd17	30		21650		3480
150	S.H	Cd16	20		21620		3490
150	S.H	Cd17	30		21630		3480
180	S.H	Cd16	20		21620		3480
180	S.H	Cd17	30		21620		3480
200	S.H	Cd16	20		21610		3475
200	S.H	Cd17	30		21620		3472

BETON LEGER
Série CD
Dosage en ciment : 450 kg/m3 avec plastifiant
Affaissement : 12 cm

n° des cycles	conser-vation jusqu'à 28 j	éprouvette n°	enrobage (mm)	poids sec (g)	poids humide (g)	fréquence sec (HZ)	fréquence humide (HZ)
0	S.S	Cd20	20	20050	21340	3263	3299
0	S.S	Cd21	30	21110	21460	3258	3295
10	S.S	Cd20	20		21800		3325
10	S.S	Cd21	30		21910		3340
20	S.S	Cd20	20		21910		3394
20	S.S	Cd21	30		22010		3400
30	S.S	Cd20	20		22020		3410
30	S.S	Cd21	30		22070		3415
50	S.S	Cd20	20		22060		3412
50	S.S	Cd21	30		22110		3420
80	S.S	Cd20	20		22080		3416
80	S.S	Cd21	30		22140		3425
100	S.S	Cd20	20		22090		3421
100	S.S	Cd21	30		22150		3412
120	S.S	Cd20	20		22150		3370
120	S.S	Cd21	30		22240		3395
150	S.S	Cd20	20		22060		3365
150	S.S	Cd21	30		22160		3370
180	S.S	Cd20	20		22080		3340
180	S.S	Cd21	30		22150		3365
200	S.S	Cd20	20		22040		3330
200	S.S	Cd21	30		22110		3345

BETON LEGER
Série CD
Dosage en ciment : 450 kg/m3 avec plastifiant
Affaissement : 12 cm

n° des cycles	conservation jusqu'à 28j	éprouvette n°	enrobage (mm)	poids sec (g)	poids humide (g)	fréquence sec (HZ)	fréquence humide (HZ)		
0	SS+cure	Cd24	20	21630	21670	3390	3402		
0	SS+cure	Cd25	30	21420	21520	3329	3350		
10	SS+cure	Cd24	20		21700		3410		
10	SS+cure	Cd25	30		21660		3336		
20	SS+cure	Cd24	20		21740		3415		
20	SS+cure	Cd25	30		21700		3300		
40	SS+cure	Cd24	20						
40	SS+cure	Cd25	30						
60	SS+cure	Cd24	20		21745		3400		
60	SS+cure	Cd25	30		21780		3082		
80	SS+cure	Cd24	20						
80	SS+cure	Cd25	30						
100	SS+cure	Cd24	20		22000		3360		
100	SS+cure	Cd25	30		21950		2660 taux d'écaillage $\geq$ 3		
120	SS+cure	Cd24	20		22240		3326		
120	SS+cure	Cd25	30		-		-		
140	SS+cure	Cd24	20						
140	SS+cure	Cd25	30						
160	SS+cure	Cd24	20		22480		3234		
160	SS+cure	Cd25	30		-		-		
180	SS+cure	Cd24	20						
180	SS+cure	Cd25	30						
200	SS+cure	Cd24	20		22530		3250		
200	SS+cure	Cd25	30		-		-		

BETON LEGER
série CD
Dosage en ciment : 450 kg/m3 avec plastifiant
Affaissement : 12 cm

n° des cycles	conservation jusqu'à 28 j	éprouvette n°	enrobage (mm)	poids sec (g)	poids humide (g)	fréquence sec (hz)	fréquence (hz)		
0	SS+cure	Cd27	20	21060	21200	3245	3257		
0	imperm.	Cd28	30	21110	21210	3247	3253		
10	SS+cure	Cd27	20		21340		3262		
10	imperm.	Cd28	30		21370		3260		
20	SS+cure	Cd27	20		21510		3350		
20	imperm.	Cd28	30		21530		3281		
40	SS+cure	Cd27							
40	imperm	Cd28							
60	SS+cure	Cd27	20		21710		3470		
60	imperm.	Cd28	30		21720		3475		
80	SS+cure	Cd27	20		21910		3370		
80	imperm	Cd28	30		21740		3470		
100	SS+cure	Cd27	20		21940		3350		
100	imperm	Cd28	30		21780		3460		
120	SS+cure	Cd27	20		22120		3326		
120	imperm	Cd28	30		21830		3440		
140	SS+cure								
140	imperm								
160	SS+cure	Cd27	20		22140		3286		
160	imperm	Cd28	30		21910		3400		
180	SS+cure	Cd27	20		22140		3110		
180	imperm	Cd28	30		22000		3290	taux d'écaillage > 3	
200	SS+cure	Cd27	20		22140		3020		
200	imperm	Cd28	30		-		-		

ANNEXE III

FICHES TECHNIQUES



FILPLAST

(Darex)

Plastifiant réducteur d'eau

Agrément Ministériel Nº 164 du 25.4.77

Garanti sans chlorures
Fiche d'Agrément Nº 96

FICHE
B.4

Filplast est un plastifiant réducteur d'eau qui agit en dispersant puissamment les fines particules de ciment par uniformisation des polarités.

Propriétés

Filplast:

- Réduit la quantité d'eau de gâchage nécessaire à la maniabilité égale du béton;
- Augmente la maniabilité du béton à résistances égales;
- Permet une optimisation du dosage en ciment;
- Réduit la perméabilité;
- Diminue le risque de ségrégation.

Domaines d'application

Tous bétons et notamment:
Béton armé.
Béton prêt à l'emploi.
Préfabrication.
Béton précontraint.
Filplast peut être utilisé avec tous les ciments, exception faite des ciments alumineux.

Caractéristiques physico-chimiques

Forme du produit	: liquide.
Couleur	: jaune ambré.
Masse volumique	: 1,12 g/ml à 20 °C.
PH	: 10.
Point de congélation	: −3 °C.
Miscibilité à l'eau	: en toutes proportions.

Mode d'emploi

Dilution dans l'eau de gâchage.

Dosage

0.2 à 0.3 % du poids du ciment.

Précautions d'emploi

Eviter les surdosages qui peuvent provoquer des retards de prise.
En cas de contact avec la peau, un lavage à l'eau suffit.
Filplast craint le gel, mais retrouve toutes ses qualités après réhomogénéisation effectuée après dégel.

Conditionnement

Vrac.
Fûts.

Les informations contenues dans la présente notice sont l'expression de nos connaissances et des résultats d'essais effectués dans un souci constant d'objectivité. Elles ne peuvent cependant, en aucun cas, être considérées comme apportant une garantie ni comme engageant notre responsabilité en cas d'application défectueuse. Des essais préalables à chaque utilisation permettront de vérifier que les modes d'emploi et les conditions d'application du produit sont satisfaisants. Nos spécialistes sont à la disposition des utilisateurs pour les aider à résoudre au mieux leurs problèmes.

Sté Chryso B.P. Nº 1, 91380 Chilly-Mazarin tel. 920.85.60 Ste Chryso Z.I. 56140 Malestroit tel. (97) 22.42.33
Ste Condat 38670 Chasse-sur-Rhône tel. (78) 73.14 60 Ste Léandre Vincent B.P. Nº 6 13430 Eyguières tel. (90) 57 92.88
Sté Sil-Chryso Z.I.Thibaud 31084 Toulouse tel. (61) 40.44 94 Ste Serco Z.I. Les Chênes Valrose 20290 Borgo tel. (95) 36.11.29

GRACE

Adjuvants du Béton

DAREX D P A

ADJUVANT DE COHESION DU BETON

sans chlorure

DESCRIPTION

DAREX DPA est un polymère organique se présentant sous forme de poudre.

DAREX DPA a les principales propriétés suivantes :
- il augmente la viscosité de l'eau.
- il diminue les frottements entre les composants du béton réalisant une véritable lubrification du matériau.

DAREX DPA ne modifie en aucune autre manière l'évolution normale du béton. Il ne modifie ni les temps de prise ni les résistances mécaniques ou le retrait.
DAREX DPA n'entraine pas d'air dans le béton.

UTILISATIONS

Les propriétés remarquables de DAREX DPA en font une solution idéale pour :
- les bétons pompés d'agrégats courants ou d'agrégats légers.
- les bétons d'agrégats légers en général.

Bétons pompés :
L'effet lubrifiant de DAREX DPA conduit à une diminution très sensible des frottements entre les composants du béton et les frottements entre béton et canalisation. Ainsi, le béton passe beaucoup plus aisément et on élimine complètement le ressuage et la ségrégation.

Lorsqu'il s'agit d'agrégats légers, ceux-ci sont poreux et ont tendance à absorber l'eau, d'autant plus qu'une pression est exercée sur le béton. Ainsi, le pompage est toujours très difficile, voire impossible.
DAREX DPA résoud parfaitement le problème en réduisant complètement ou tout au moins considérablement l'absorption d'eau en maintenant la cohésion du béton, le mélange restant fluide et pompable.



DAREX DPA offre de nouvelles possibilités aux chantiers de bâtiment et travaux publics :
- pomper plus haut, plus loin, plus vite.
- augmenter le rendement de la pompe à béton, ou réduire la pression de pompage jusqu'à 25%.
- pompage de bétons à faible dosage en ciment ou à gros agrégats.
- pompage de bétons d'agrégats légers.

GRACE 

CEMENT CONCRETE CHEMICAL department
GRACE SARL BP 10. 28230 - EPERNON. Tel.(37)83.53 59 Télex 780022 R C.Chartres B 552.012.427

Bétons d'agrégats légers :

Les agrégats ont tendance, par leur faible densité, à remonter à la surface lors du malaxage, pendant le transport ou la vibration du béton. Il en résulte une ségrégation importante qui nuit à la qualité du béton, et une finition difficile à exécuter et onéreuse.

Le béton contenant OPA reste parfaitement homogène et les agrégats légers sont uniformément répartis dans la masse. La mise en oeuvre est facilitée, la qualité du béton est préservée et l'aspect fini amélioré.

Ceci ouvre un champ d'action beaucoup plus large aux bétons d'agrégats légers, tant pour la livraison des chantiers à partir de centrales fixes, que pour la réalisation d'éléments préfabriqués en usine.

CARACTERISTIQUES PHYSICO-CHIMIQUES

Nature : poudre blanche
Solubilité dans l'eau : 20 grammes/l
Densité apparente : 0.4
Stockage à l'abri de l'humidité et de la lumière.

CARACTERISTIQUES D'EMPLOI

Dosage moyen : 60 grammes par mètre cube de béton d'agrégats courants,
90 grammes par mètre cube de béton d'agrégats légers.

Dans certains cas, on pourra augmenter le dosage jusqu'à 120 grammes par mètre cube de béton.
Il est recommandé de faire un essai préalable sur quelques gâchées.

MODE D'EMPLOI

Au contact direct de l'eau, OAREX OPA a tendance à motter, aussi, est-il préférable de le répartir sur les agrégats. Il est indispensable de malaxer convenablement le béton. L'introduction directe dans les camions malaxeurs est à proscrire.

OAREX OPA est compatible avec tous les adjuvants OAREX, à condition de les introduire séparément.

Le béton contenant OAREX OPA a toujours une apparence ferme ; il ne faut surtout pas rajouter d'eau car dès que le béton sera mis en mouvement (pompage ou vibration), il glissera parfaitement. Ce phénomène est dû à la forte cohésion du mélange, principale caractéristique de l'action du OAREX OPA.

CONDITIONNEMENT

Tonnelet de 45 kg

SRCLA

A31	NOTICE DE MISE EN ŒUVRE
	IMPERTRAPCO
Ed.12.81	Résine incolore d'imperméabilisation des façades

Les façades sont sujettes à des pénétrations d'humidité du fait de l'exposition aux intempéries, particulièrement sur les pignons tournés à l'Ouest.

IMPERTRAPCO apporte une solution idéale dans ce cas. Résine d'imperméabilisation applicable par pulvérisation, parfaitement incolore et très fluide, IMPERTRAPCO pénètre facilement par imprégnation dans le support avec lequel il se met en combinaison et dont il ne modifie en conséquence pas l'aspect. Il est en outre exempt de constituant thermoplastique susceptible de se ramollir au soleil et de former une pellicule poisseuse retenant la poussière.

Formant une barrière imperméable au ruissellement, il s'oppose à toute infiltration humide, mais n'interdit pas pour autant les échanges de vapeur à l'intérieur des parois, évitant ainsi la formation de taches de condensation à l'intérieur des locaux.

Une façade traitée à l'aide d'IMPERTRAPCO est protégée ainsi à trois titres :

- les murs sont mis à l'abri de l'humidité, même en cas de microfissures de surface, par exemple de faïençage de l'enduit ou microfissuration aux joints de maçonnerie.
- l'isolation thermique d'un mur décroît rapidement avec son humidité. IMPERTRAPCO assure des murs secs, donc très isolants et contribue ainsi à une économie de chauffage.
- les parements sont enfin protégés du vieillissement : le traitement à l'IMPERTRAPCO les met en effet à l'abri de l'apparition des veinules de faïençage et de la formation d'efflorescences de carbonatation.

IMPERTRAPCO trouve utilisation sur tous supports en maçonnerie, enduits ou bruts, ou sur parement en béton. En raison de sa très bonne tenue en milieu alcalin, il peut être mis en oeuvre dès après durcissement des surfaces d'application, mais également sur support ancien.

...E ET CONDITIONNEMENT

IMPERTRAPCO se présente sous la forme d'un liquide incolore prêt à l'emploi.

Il est vendu en :

- bidons métalliques de 5 litres
- bidons métalliques de 30 litres

...SE EN OEUVRE

Le support peut être constitué par toute maçonnerie de blocs, de pierre et de terre cuite, éventuellement enduite au mortier de ciment ou de chaux, ou par un parement en béton. Il est indispensable qu'avant application, le support soit parfaitement propre afin d'éviter l'entraînement de salissures à l'intérieur des surfaces d'application au moment du traitement. Le nettoyage pourra avoir lieu à la brosse ou encore au jet de vapeur, ce dernier procédé offrant l'avantage d'être particulièrement rapide et efficace.

L'application se fait par des températures supérieures à 0° C sur surface sèche depuis au moins 24 heures.

Une seule imprégnation jusqu'à saturation est généralement suffisante ; seuls les supports à grande porosité ou particulièrement peu absorbants exigent deux passages. Le matériau sera appliqué au pulvérisateur sous faible pression avec une buse à large ouverture, l'orifice de pulvérisation étant proche de la surface à traiter. Pour être assuré de l'efficacité du traitement, le support doit être imprégné à refus. A cet effet, on pulvérise en partant du haut du mur à traiter par bandes horizontales jusqu'à formation de coulures d'une trentaine de centimètres.

Le temps de séchage est de l'ordre de 4 à 6 heures variable selon la température et l'hygrométrie ambiante. L'effet définitif est atteint après 24 heures.

L'utilisation de l'IMPERTRAPCO risque d'assombrir légèrement la surface sur laquelle il est appliqué. Il est en conséquence prudent de procéder à un essai de convenance avant toute application d'envergure.

Les surfaces traitées à l'IMPERTRAPCO forment un support idéal pour le TRAPCODERME. De façon générale, les peintures en dispersion ainsi que les laques adhèrent bien sur les fonds traités à l'IMPERTRAPCO.

Précautions d'emploi. - Les surfaces peintes ou vernies, le verre à vitres ainsi que les plantations doivent être protégés d'éclaboussures éventuelles au moment de l'application. Les traces fraîches sur le verre à vitres peuvent être nettoyées à l'aide d'essence de térébenthine ou du white-spirit.

IMPERTRAPCO est inflammable et doit être manipulé avec les précautions d'usage, en particulier à l'écart de toute flamme nue.

...NSOMMATION

La consommation doit être de 350 ml/m2 [illegible] peut être supérieure sur support poreux.

...PATIBILITE ET STOCKAGE

IMPERTRAPCO est stable au stockage en bidons fermés pendant une durée de 12 mois à l'abri de la chaleur. Les emballages entamés doivent être utilisés rapidement.

notice technique

PROTECTION DES
BETONS FRAIS

ANTISOL BLANC

Produit de cure pour bétons et mortiers frais.

Agréé COPLA - Fiche 53 - Circulaire N° 78/32 du 23.02.78

Présentation

Produit de cure à très hautes performances.

Domaine d'application

Routes, autoroutes, canaux, ouvrages d'art, voûtes minces, dalles béton et chapes mortier, enduits de surface, éléments préfabriqués en béton, tuyaux en béton.

Caractères généraux

Nature....... Liquide blanc crème.

Qualité....... Produit à hautes performances et à séchage normal.
Insoluble dans l'eau.

Solvant .... White Spirit normal.

Extrait sec....: 48 % ± 2 %.

Densité .... 0,87 à 20 °C.

Viscosité :
- coupe AFNOR de 4 mm : 20 sec. à 20 °C.
- viscosimètre capillaire : 37 cst à 20 °C.
- point d'inflammabilité : 43 °C.

Pouvoir protecteur à 100-150 g/m2
essai d'agrément MEL

5 h	12 h	24 h	48 h
100 %	94,8 %	93,5 %	92,7 %

Par suite de sa qualité même, Antisol Blanc laisse sur le support une pellicule tenace qui protège le béton le plus longtemps possible.

Mode d'emploi

Après agitation vigoureuse des fûts qui doivent être utilisés (bonde en haut), l'Antisol Blanc doit impérativement être appliqué tel quel SANS AUCUNE DILUTION, par pulvérisation (2 à 3 kg/cm2 de pression).

L'Antisol Blanc devra être appliqué en couche uniforme sans traînées, pour un dépôt total de 100 à 150 g/m2, dans les 30 minutes suivant le surfaçage du béton et, dans tous les cas, dès la disparition du brillant de la laitance de ressuage.

Il est nécessaire d'homogénéiser le produit avant et même pendant la pulvérisation.

Matériel d'application

- Pour grandes surfaces :
  Pulvérisateur à moteur.
- Pour petites surfaces :
  Pistolet à peinture de tous modèles, mais de préférence airless.
  Pulvérisateur agricole à main.

Consommation

100 à 150 g/m2 (6 à 9 m2 au litre).

Conditionnement - Emballage - Stockage

- Fûts métal cerclés de 50 litres, type 542
- Fûts métal cerclés de 200 litres, type 543

Le produit ne gèle pas, mais en période de froid il est nécessaire de le ramener à environ 10 °C et de l'homogénéiser avant de l'utiliser.

Précautions

En raison de la nature du solvant (White Spirit) :
- ventiler les enceintes closes,
- porter un masque en milieux confinés,
- interdire de fumer à proximité des fûts et du chantier d'application,
- en cas de contact avec la peau, nettoyer avec un solvant (essence ou autre) puis laver à l'eau et au savon.